



TITLE:

石油地下備蓄空洞の設計及び計測
管理に関する研究(Dissertation_全
文)

AUTHOR(S):

青木, 謙治

CITATION:

青木, 謙治. 石油地下備蓄空洞の設計及び計測管理に関する研究. 京都大学, 1989, 工学博士

ISSUE DATE:

1989-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r6821>

RIGHT:

新 制

工

765

京大附図

石油地下備蓄空洞の設計及び
計測管理に関する研究

昭和63年10月

青 木 謙 治

石油地下備蓄空洞の設計及び 計測管理に関する研究

昭和63年10月

青 木 謙 治

目 次

第1章 序 論	1
1.1 本研究の目的	1
1.2 関連する従来の研究	2
1.3 内容の概観	11
第2章 石油地下備蓄実証プラント	17
2.1 緒 言	17
2.2 実証プラントの概要	18
2.2.1 水封式岩盤タンク	18
2.2.2 実証実験の目的	19
2.3 実証プラントの構造	20
2.3.1 地 質	20
2.3.2 貯油槽の力学的安定性の検討	21
2.3.3 水封機構の検討	22
2.3.4 実証プラントの構造	27
2.4 実験結果及び考察	28
2.4.1 貯油槽の力学的安定性	28
2.4.2 水封機構	32
2.5 結 言	35
第3章 岩盤内地圧の測定	39
3.1 緒 言	39
3.2 岩盤空洞と地圧	40
3.2.1 地下発電所空洞の変形挙動と地圧の関係	40
3.2.2 空洞の安定解析における地圧の影響	44
3.3 水圧破碎法による地圧測定	48
3.3.1 水圧破碎法	48

3.3.2	水圧破碎法による三次元地圧の解析	4 9
3.3.3	水圧破碎法による原位置地圧測定	5 1
3.3.4	地圧測定結果及び考察	5 4
3.4	結 言	6 1
第4章	空洞周辺の緩み領域の解析	6 5
4.1	緒 言	6 5
4.2	岩石の破壊後の強度	6 6
4.2.1	剛性三軸試験装置	6 6
4.2.2	三軸試験の結果と考察	6 9
4.3	岩盤の強度低下を考慮した安定解析	7 7
4.3.1	解析手法	7 7
4.3.2	解析結果及び考察	7 9
4.4	空洞周辺の緩み領域の実測	8 3
4.4.1	計測方法	8 3
4.4.2	空洞掘削に伴う岩盤の性状変化	8 4
4.4.3	空洞周辺の応力、ひずみの分布	8 5
4.5	地下空洞に対する緩み領域の解析	8 6
4.5.1	解析の方法	8 6
4.5.2	解析結果及び考察	8 8
4.6	結 言	8 9
第5章	岩盤内地下水の挙動計測と解析	9 1
5.1	緒 言	9 1
5.2	岩盤内地下水の挙動	9 1
5.2.1	実証プラントにおける地下水の調査及び計測	9 1
5.2.2	計測結果及び考察	9 7
5.3	浸透流解析法の実用性の検証	1 0 5
5.3.1	解析の方法	1 0 5

5.3.2	解析結果及び考察	108
5.4	岩盤の透水係数の推定法	111
5.4.1	地下水位からの透水係数の推定	112
5.4.2	岩盤の亀裂数からの透水係数の推定	116
5.5	結 言	120
第6章	結 論	123
	謝 辞	128

第1章 序 論

1.1 本研究の目的

土木構造物としての規模の大きい岩盤空洞の利用形態は、従来地下発電所などの電力施設が主体であったが、岩盤空洞が持つ耐久性、耐震性、遮蔽性などの構造的な特性と、環境保全、土地の有効利用などの社会的、経済的要請から近年では、石油備蓄空洞などの備蓄施設としての利用が注目されている。特に原油やLPGなどの石油類の地下備蓄は、我が国の生活及び産業構造の基盤を支える、エネルギー資源の安定供給の確保という面からも社会的な重要度は極めて大きい。

岩盤空洞にコンクリートや鋼板の覆工をせず、直接石油を貯蔵する水封式岩盤タンクは、良好な岩盤に恵まれた北欧諸国では多数の建設実績があるが、地質の複雑な我が国での建設例はこれまで無かった。100万～200万klの石油を貯蔵する実用規模の岩盤タンクは広い範囲にわたって貯油空洞が互いに隣接して設置され、その空洞掘削量は200～250万 m^3 にも及ぶ。このような規模の大きい備蓄施設は、スウェーデン等の北欧諸国では極めて均質で堅硬な岩盤に恵まれていることを背景に、40年余りにわたる建設の実績に基づいた経験的な設計及び施工がなされているのが実態である。

一方、我が国ではこのような施設は危険物の貯蔵施設としての安全性、環境保全性を確保するため、厳しい設計及び施工上の配慮が要求される。したがって、我が国独得の条件に適合した大規模な石油備蓄施設を建設するには、合理的な設計並びに施工に当たっての計測管理の方法が極めて重要となる。

設計上の要件としてはまず空洞の力学的な安定性を検討し、適切な空洞の方向、断面形状、空洞間の距離等を決定しなければならない。次に水封式岩盤タンクという面からは、特に空洞の設置レベルと地下水面との関係が重要で、場合によっては安定した地下水位の保持のために人工的な注水設備を検討することが必要となる。したがって、空洞掘削に伴う地下水の挙動を正確に予測することが極めて重要である。さらに、このような貯油空洞は完成後も地下水の作用によって貯蔵される石油の漏洩を防いでいるため、施工中から完成後にわたって適切な地下水の計測管理がなされなければならない。

以上の観点から、筆者は石油地下備蓄実証プラントで実施した基礎的な研究をさらに進め、従来の解析法や試験計測の方法を改良・発展させることによって大規模な岩盤タ

ンクのより合理的な設計及び計測管理の方法についての研究を実施することにした。

そのためにまず、空洞の安定性の検討に重要となる岩盤の初期地圧について、広域の地圧を地表から正確に調査できる方法の実用化とその測定精度の向上についての検討を行うこととした。

次に、多数の空洞を併設する場合、隣接する空洞は経済的見地からはできるだけ近付けて設けることが望ましいが、力学的安定性と空洞間の石油の移流防止の観点からは適切な間隔をとる必要がある。この場合に掘削に伴う空洞周辺の緩み領域を正しく把握することが重要である。緩み領域の評価にはF E M（有限要素法）による空洞の応力・変形の数値解析（以後は安定解析と呼ぶ）が多用されているが、現状では解析結果から緩み領域を判定するには経験的な推定にたよっている。そこでより正確に緩み領域を判定するため、緩みに伴う岩盤の強度低下とそれに附随した応力再配分の過程を取り入れた安定解析法に着目し、このような解析手法の実用性を確かめることを試みた。

さらに、水封式岩盤タンクにとって最も重要な空洞の水封機能の検討には空洞周辺の地下水の挙動予測が不可欠である。設計上の手段としては、F E Mによる浸透流解析法を用いることが有用と思われるが、この手法については原位置の岩盤を対象とした実用性の検証がなされた例は少ない。そこで、実証プラントでの地下水挙動の計測結果を用いて、当解析法の実用性を確かめ、さらにこの解析法を適用する上での問題点を明らかにすると共に、入力条件として重要な岩盤の透水係数及び地下水涵養量の推定方法についての検討を試みることにした。

1.2 関連する従来の研究

水封式岩盤タンクの建設は我が国では初めての試みであり、建設実績の多い北欧諸国においてもこのような施設の設計規範が確立しているとは言えない。多数の貯油空洞が隣接して設置される地下備蓄施設の建設に当たって重要なことは、貯油空洞周辺岩盤の力学的な挙動及び水封機能に関わる地下水の挙動を正しく解析し、空洞の安定性及び水封機能を確認、施工中の適切な計測管理によって安全かつ合理的な建設を行うことである。

空洞の安定性の検討においては、地圧の測定及び測定結果の評価と安定解析による精

度の高い緩み領域の把握が重要となる。この場合、地圧測定は設計に先立つ調査の段階でボーリング孔を利用し、広い範囲の地圧状態を知ることが望ましい。地下水の挙動解析については、岩盤の透水性を正しく把握し、適切な解析によって空洞掘削時及び空洞完成後の地下水位、湧水量などの変動を予測しなければならない。以上のような観点から本研究の目的に密接に関連する地圧測定法、空洞の安定解析法及び地下水の挙動予測の方法についての従来の研究を概観する。

1.2.1 地圧の測定法

ボーリング孔を利用した岩盤内地圧の測定法は、応力補償法、応力解放法、水圧破碎法、その他の方法の4種類に大別される。

ボーリング孔内での応力補償法は、Talobre (1957)¹⁾によるシリンダージャッキ法をはじめとし、最近ではKessels (1986)²⁾が、小型のフラットジャッキをボーリング孔中に設置し、油圧をかけたときのフラットジャッキの加圧板間の距離の変化を電気抵抗の変化として測定することによって岩盤応力を求める方法を提案しているが、操作が複雑で理論的な裏づけが未だ十分ではない。

ボーリング孔を利用した応力解放法は、解放ひずみの測定方法の違いによって孔底ひずみ法、孔壁ひずみ法及び孔径変化法に分類される。

孔底ひずみ法は、ボアホール孔底にロゼットゲージを貼付し、周辺のオーバーコアリングにより応力解放を行うもので、Mohr (1956)³⁾に始まり、Olsen (1957)、Slobodov (1958)⁴⁾、Leeman (1966, 1969)^{5), 6)}、Gray (1969)⁷⁾、平松、岡 (1963)⁸⁾らにより改良された。これらの方法によると方向の異なる3本のボーリング孔内での測定で応力6成分が決定できる。菅原ら (1985)⁹⁾は半球形をしたボーリング孔底での応力解放を行って、1本のボアホールで応力6成分の決定を可能にしている。

孔壁ひずみ法は、小孔径ボーリング孔の周囲を大孔径ボーリングでオーバーコアリングし、そのときの小孔径ボーリング孔の壁面のひずみ変化量を測定するもので、Leeman (1966)^{10), 11)}が開発した方法は、小孔径ボアホール壁面の一断面内の3箇所貼付したロゼットゲージによって、1本のボーリング孔での測定で応力6成分が決定できる。

孔径変化法は、オーバーコアリングによる応力解放前後の小孔径ボーリング孔の直

径変化量の測定によって岩盤応力を決定するものである。ボアホールの直径変化の測定精度を向上させる方法について、多くの提案、改良が重ねられ、現在は孔底ひずみ法とともに最も多く利用されている^{12), 13), 14), 15)}。平松、岡 (1968)¹⁶⁾、岡 (1970)¹⁷⁾らは直径方向の変化に加え、孔軸方向の変位を同時に測定することによって、1本のボアホールで応力6成分を決定する方法を開発した。

応力解放法は、応力補償法に比べ測定値の精度も高く、1本のボーリング孔で三次元的な地圧を決定することも可能であるが、解放ひずみから応力を算出する過程で岩盤の弾性定数が必要であり、これを正確に評価することが難しい。さらに岩盤内に亀裂が多い場合には、正確な応力測定が難しい上に、この方法は大きく孔径ボーリングによるオーバーコアリングの操作を必要とするため数10m以上の深部の地圧測定は極めて困難である。

水圧破碎による地圧測定法は、ボーリング孔内の所定区間をパッカーで区切り、パッカー間に水圧を作用させて、孔壁に小規模な亀裂を発生させ、その亀裂が開口及び閉合する時の水圧並びに亀裂の走向・傾斜から岩盤内地圧を決定する方法である。

Hubbert (1957)¹⁸⁾以来、最近に至るまでの水圧破碎による地圧測定は、地表から鉛直方向に掘削した1本のボーリング孔において、地圧の主応力のひとつは方向が鉛直であり、大きさは被り圧相当、また他の二つの主応力はボーリング孔軸に垂直な水平面内に存在するという仮定のもとに測定、解析がなされてきた。

米国では、これまでに30ヶ所以上の地点で水圧破碎法による地殻応力が求められ、水平面内の最大圧縮応力、最小圧縮応力の方向は地震の発震機構から推定された方向と良く一致することが示されている (Haimson (1977)¹⁹⁾)。日本でも科学技術庁・国立防災科学技術センターや、工業技術院・地質調査所が地震予知を目的として、水圧破碎法によって関東一円の地殻応力を最大 800mの深度まで求めている (例えば、塚原ら (1984)²⁰⁾、小出ら (1986)²¹⁾)。

これらはいずれも地殻応力の測定を目的としており、かなり広い範囲にわたって地下深部での測定が実施されているが、主応力の1つが鉛直方向にあるとの仮定のもとに水平面内での応力状態を求めている。しかしながら、地下空洞の設計には、より高精度の三次元地圧の測定が必要である。水圧破碎による三次元地圧測定法は、Cornet (1981)²²⁾、水田ら (1980)²³⁾が提案しており、Cornetの方法は、既存の亀裂を

開口させるのに必要な水圧が亀裂に直交する応力に等しくなると考え、方向の異なる複数の亀裂についての測定結果から、三次元地圧を決定している。水田らの方法は、Hubbert の考え方を三次元に拡張したもので、方向の異なる複数の孔井での測定により得られたそれぞれの孔井に垂直な平面内の地圧成分を組み合わせることで三次元地圧を決定するものである。

その他の地圧測定法として、最近ではボーリング孔内加圧法による地圧測定法²⁴⁾も提案されている。この方法は、柔軟な高压チューブを介してボーリング孔の内壁面を加圧し、孔壁付近に微小な亀裂を発生させたときの加圧力と孔径変化との関係から岩盤内応力を求めるものである。しかしながらこの方法は水圧破碎法に比べ、チューブを介した加圧では、亀裂の進展長は微小であるため、加圧力の変化を正確に測定することが困難となる欠点を有している。

さらに、ボーリングコアから採取した岩石試料に対し、一軸圧縮試験を行い、過去の最大履歴応力以下ではA E（微小破壊音）の発生が少ないというカイザー効果に基づき、A Eの急増点によってその方向の最大履歴応力を決定する方法も提案されている^{25), 26)}。金川ら(1977)^{27), 28)}は原位置から採取したコアから初期地圧を推定し、応力解放法による測定値と比較的よく対応する結果を得ているが、この方法は、測定された地圧が現在の地圧というよりも過去の最大地圧であること、定方位のボーリングコアを採取することが難しいこと、カイザー効果と先行荷重との関係がいまひとつ明確になっていないこと^{29), 30)}などの問題点がある。

以上の各種地圧測定法の中では、本研究の目的からして地表から削孔された深いボーリング孔内での測定が可能であること、オーバーコアリングを必要としないこと、ある程度の測定実績があること、室内試験が不要で測定現場で直接地圧を算定できることなどの利点から水圧破碎法が最も適していると思われる。

1.2.2 空洞の安定解析

土木構造物としての岩盤空洞の支保をロックボルト、吹付コンクリートだけに依る設計の概念はRabcewicz(1964, 1965, 1969)^{31), 32), 33)}による新オーストリアトンネル工法(NATM)に始まる。このような概念は我が国では一般のトンネルに先がけて1970年代に大容量揚水式地下発電所の設計に採用され、設計の手段として有限要素解

析法（F E M）による空洞の安定解析が有用であることが認識された。

この解析法は様々な空洞形状、岩盤の不均質性や異方性、空洞の三次元的な挙動、掘削段階に対応した逐次挙動等を評価できる可能性を持つことから、岩盤空洞の安定解析手法として現在も活発な研究が進められている。

F E Mによる空洞の安定解析は当初、岩盤を連続した弾性体と考え、空洞周辺の応力状態や変形に着目したものであったが、これでは本来節理、破碎帯、断層などの地質的不連続面を持つ岩盤の非線形な挙動を説明できない。そのためにGoodman (1968)³⁴⁾ はジョイント要素により不連続面を直接モデル化し、岩盤の不連続面の移動や開口による非弾性的な挙動を数値解析に取入れた。

さらに、不連続面の存在による非弾性的な変形挙動と共に、空洞の周辺には空洞掘削による応力状態の変化によって、岩石の破壊に伴う新しい亀裂の発生や節理の開口が生じ、掘削前に比べ岩盤の性状が変化した領域（緩み領域）が形成される。このような緩み領域は、空洞の安定性評価や補強工の設計に際して極めて重要であり、解析並びに計測によりその形成機構や力学的な特性を把握するための研究が進められている。

林、日比野ら (1968)³⁵⁾ は地下発電所の安定解析に対し、掘削に伴う地圧の解放とそれによる逐次的な変形及び緩みの進展過程を取り扱える解析手法を提案した。林らは岩石が破壊に近付くとその変形係数が低下し、ポアソン比が増大するという特性を解析に導入し、解析結果でポアソン比が 0.45 以上となる範囲を緩み領域と判定している。林らの解析手法は揚水式地下発電所の建設時の計測により岩盤挙動が詳しく把握されると共に、岩盤の異方性³⁶⁾、断層や破碎帯など不連続面の影響³⁷⁾ を考慮すべく改良がなされてきた。

一方、計測によって緩み領域の分布や掘削によるその進展の様相を明らかにするために、主として地下発電所空洞を対象に弾性波速度の変化、透水係数の変化等から岩盤の物性変化領域を調査する方法³⁸⁾、ボアホールテレビにより直接、亀裂の開口度の変化を調査する方法³⁹⁾ などによって上記のような解析による緩み領域の判定基準の物理的意味を明らかにする試みもなされてきたが、いまだ明快な説明ができる段階には至っていない。

地下発電所などの場合は、空洞周辺の緩み領域に対して多数の P S アンカーを設置

したり、天井アーチ部に覆工コンクリートを設置したりするが、石油備蓄空洞は経済的な見地からロックボルト、吹付けコンクリートだけで空洞の安定を確保しなければならない。したがって、合理的な設計のためにはより精度の高い緩み領域の判定が重要となる。ここで、緩み領域の形成機構を考えてみると、空洞掘削に伴い周辺の岩盤は微小破壊の発生や既存節理の開口、ずれなどによって耐荷力の低下を起し、それに伴いその領域での応力は壁面から奥の岩盤に順次再配分され、ある平衡状態に至るまで緩みが進展して行くと考えることができる。

本島、日比野(1983)⁴⁰⁾らは緩み領域の強度低下を考慮した解析手法を示しているが、実測の緩み領域との比較による検討にまでは立ち至っていない。

以上のことから、緩み領域を判定するための精度の高い解析を行うには、緩みによる岩盤の強度低下の状況を明らかにし、応力の再配分過程をとり入れた解析を行うと共に、このような解析結果を空洞掘削時の実測結果によって解析手法の実用性を検証することが必要と考えられる。

1.2.3 岩盤内地下水の挙動予測

岩盤内の地下水の挙動を取り扱った研究としては、従来、ダムの基礎岩盤の透水性やトンネルへの湧水に対して、主として止水工法あるいは異常湧水に対する対策工法の検討など施工技術に関連した検討は行われてきたが、空洞掘削に伴う地下水挙動の詳細な解析および計測方法に関する研究は少ない。

岩盤空洞に関連した地下水挙動の予測に際して重要なことは、岩盤の透水性をどのように評価するかということと、空洞への湧水とそれに伴う地下水位の変動をいかに正確に解析するかということに集約される。

本来、多くの割れ目を有する岩盤の透水特性を評価するには、岩石の室内透水試験は余り意味を持たず、割れ目そのものおよび多くの割れ目を有する岩盤自体の透水性を問題にしなければならない。

したがって、岩盤の透水性に関する室内実験による従来の研究は、単一の割れ目あるいは複合した割れ目群の透水特性が岩盤全体の透水性に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。

Louis(1969)⁴¹⁾は、岩盤の割れ目を表面が粗い2枚の平行板でモデル化し、模型

実験により割れ目の開口幅、粗度と透水係数の関係を実験的に求め、次のように表現している。

$$k = \frac{g t^2}{12 \nu} \cdot \frac{1}{1 + C_0 (h_r / D_h)^{1.5}}$$

ここに

ν : 水の動粘性係数	h_r : 割れ目面の平均凹凸高さ
t : 平均間隙幅	D_h : 割れ目面の凹凸の換算直径 ($\approx 2t$)
g : 重力加速度	C_0 : 実験定数

Louis の指摘は岩盤の透水性が割れ目の開口幅や粗度、層流や乱流といった流れの形態に依存することを示した点で重要である。

さらに、原位置での岩盤の透水試験結果を見ると、一般には深度方向に透水係数が小さくなる傾向がうかがえるが、これは割れ目の開口幅がそれに作用する応力（地圧）に依存している可能性を示している。割れ目の透水係数の応力依存性については、渡辺ら（1980）⁴²⁾、Gale（1982）⁴³⁾、小島ら（1983）⁴⁴⁾ が割れ目のある岩石供試体に対する一軸あるいは三軸拘束型の室内試験による検討を行っている。

このように、室内実験による研究では岩盤の透水性が割れ目の開口幅、表面の粗度などに支配されるという指摘は重要ではあるものの、空洞の設計に用いる岩盤の透水性を評価・決定するという工学上の問題には直接応用することはできない。

ある広がりをもった領域内の岩盤の透水性を知る方法としては、原位置測定による方法と、割れ目の走向・傾斜などの観察結果から解析によって求める方法とがある。

原位置岩盤を対象とした透水試験法は主としてボーリング孔を利用して行われることが多い。孔内透水試験法はボーリング孔内の所定の区間をパッカーで区切り水を注入した時の注入圧力と注入量の関係から透水係数を求める方法（いわゆるルジオン試験）と注水を行わず孔内水位の上昇速度またはパッカー間の水圧の回復速度から求める方法（水位回復試験、湧水圧測定試験など）とに大別される。後者の方法は、岩盤のような透水性の小さい媒体に対しては長い試験時間を要することから、あまり実施

されず、現状ではもっぱら前者のルジオン試験が多用されている。

しかしながらルジオン試験には、試験結果がボーリング孔周辺のどの程度の範囲までの透水性を表わしているのかという点や、試験結果から岩盤全体の透水性を推定するにはどうすればよいかといった点に問題が残されている。

原位置試験とは別に、岩盤内の地下水の流動は、主として割れ目（不連続面）を流動経路とすることから、割れ目（群）の分布形態から岩盤の透水性を推定しようとする試みも行われている。

Rocha (1977)⁴⁵⁾ は、割れ目の走向・傾斜から割れ目面を三次元透水テンソルで表現し、それぞれの透水テンソルの和としての全体透水テンソルの固有値と固有ベクトルを求めることで領域内の最大・最小透水係数の大きさと方向を求めている。この方法では各割れ目面の透水係数が等しく、またそれらはすべて連続しているという仮定がおかれているが、実際には各割れ目の間隙幅が異なるために透水係数も異なることや、割れ目の連続性の確認が困難であることなどの問題点がある。

最近ではLong (1982)⁴⁶⁾、Priest (1983)⁴⁷⁾ らが割れ目（ジョイント）の走向・傾斜、長さ、開口幅などのデータを統計的に処理し、領域を代表するネットワークを作成して数値解析により透水係数を推定する方法を提案している。

以上のような方法は、現状ではいずれも割れ目のデータを坑道壁面の岩盤の観察あるいはボーリングコアの観察から求めているが、現実には割れ目の三次元的な連続性についての情報を得るのが困難である。この点に関して、将来的には不連続面の存在形態に対する調査法の発展、例えば三次元トモグラフィー手法などが実用化されることによりこのような方法は有用な手法となる可能性がある。⁴⁸⁾

次に、岩盤内の地下水の挙動解析について、最近では岩盤の割れ目の分布を考慮し、対象岩盤を不連続体として解析する方法も提案されているが^{49), 50)}、現在のところ実用的には岩盤を一律な透水係数を持つ等価連続体として扱うことが多いようである。

このような連続体に対する解析手法を大別すると理論解法、図解法及び数値解析法の3種類に分類できる。

理論解法は地下水の流れを支配する微分方程式を直接解く方法である。しかし、微分方程式が解かれているのは境界条件や初期条件が簡単であり、準一様流の仮定を設けることができるごくわずかなケースにすぎないため水面変動の大きな問題への適用

ができない。他には複素関数を用いて解く方法があり、この方法では水位変動は追跡できないが、例えば空洞端部での三次元的な地下水流動を比較的簡単に扱えるという長所がある⁵¹⁾。

図解法としてはフローネット法が代表的である。これは構造物と境界を適当な縮尺で描き、これについて地下水の流れの性質と境界条件を満足するような流線網を書きこみ、その結果からポテンシャルの分布や流量を求めるものである。このような理論解法や図解法は数値解析に先立つ概略検討の段階では有用な手段と思われる。

数値解析法としては、ダムの浸透流の問題などに差分法がよく使われてきた。差分法は一定の境界条件下で流量を求めることは容易であるが、水面形状が変化する問題を解く場合には節点を移動させるなど計算上の技巧が必要となる。一方、有限要素法による解析は差分法と比較すると解析モデルの不均質性や異方性の導入が容易であり、解析領域内の任意の境界や水頭が変化する場合にも容易に対応できる。最近良く使われている浸透流解析手法はNeuman (1973)⁵²⁾ や赤井ら (1977)⁵³⁾ によって開発されたものであり、これ以前の手法との大きな違いは不飽和領域の取り扱いにある。圧力水頭が正の部分飽和領域、負の部分不飽和領域とし、自由地下水面は圧力水頭が零の点を連ねた面であるとして、従来の手法で行われていた自由地下水面上の節点を各時間段階ごとに移動させることなく、飽和領域と不飽和領域との両領域における解析を同時に行えるようにしている。

しかしながら、この種の解析手法の実用性については、理想化された条件下での砂を用いた室内実験により検証された例はあるが、現実の岩盤を対象とした実用性の検証例はほとんど見られない。

本研究の目的である水封式岩盤タンクの水封機構の設計に際しては、F E Mによる浸透流解析法が最も有用であると思われるが、この解析法を実用に供するためには、実際の岩盤に対して水理地質的な調査結果から解析モデルを定め、透水係数・涵養量を推定して解析を行い、地下水位、湧水量などの実測結果を解析結果と対比することによって、このような解析を行う上での問題点を明らかにしておくことが是非とも必要であると考えられる。

1.3 内容の概観

本論文は、大規模な石油地下備蓄空洞の合理的な設計と計測管理の方法についての研究成果をまとめたものであり、各章の内容についてその概要を以下に示す。

第1章は序論で、本研究の目的を述べ、関連する重要な検討課題である地圧測定法、空洞の安定解析法、岩盤内地下水挙動の予測法に関する従来の研究を概観した。

第2章では石油地下備蓄実証プラントについて、実証実験の結果を要約し空洞の安定性と水封機能のそれぞれについて、大規模な実用プラントの設計及び計測管理への応用という見地から考察を行い、本研究の位置付けを明確にした。

第3章ではまず空洞の変形に及ぼす地圧の影響を、既存の地下発電所での実測結果及び弾性モデルに対する解析結果から検討した。次に、設計に先立つ調査の段階で地表から広い地域の地圧を測定する方法として、現在はまだ余り多用されていない水圧破碎法を取り上げ、その実用性を確かめるため原位置において水圧破碎法による地圧測定を実施した。この実測結果を同一地点で行った孔径変化法により求めた地圧と比較し、水圧破碎法による地圧測定結果の精度を検討した。さらに水圧破碎法による、より精度の高い測定結果を得るための試験法について考察し、孔井方向、水圧破碎時の亀裂再開口圧を求めるための適正な注水流量並びに正確な亀裂閉合圧などの決定法についての提案を行った。

第4章では、空洞周辺の緩み領域の範囲や地圧状態についての考察を行い、精度の高い緩み領域の予測を行うための解析法について検討した。具体的には従来の安定解析では考慮されなかった岩盤の強度低下とそれに伴う応力再配分の過程を取り入れた安定解析法に着目し、その実用性の検討を行なった。まず、緩み領域では岩盤の強度がそれを構成する岩石の残留強度状態に対応すると考え、剛性三軸試験によって岩石の強度低下率を求め、この低下率を用いて別途岩盤試験で求めた岩盤の強度を低減することにより、緩み領域の応力低下の状況を解析結果に反映させることを試みた。次に掘削時の岩盤挙動が実測されている既存の地下発電所空洞に対してこのような解析を行い、緩み領域の実測結果との比較により、空洞周辺の応力分布の解析結果から緩み領域を直接的に、精度良く求め得ることを明らかにした。

第5章では、水封式岩盤タンクで最も重要な課題である地下水挙動の計測法と浸透流解析法の実用性を検討した結果を述べた。

まず、実証プラントにおける計測結果をもとに空洞掘削時及び完成後に至る地下水位、間隙水位、湧水量の変化といった地下水挙動の特徴について考察した。次に、降雨浸透量（涵養量）及び岩盤の透水係数を評価し、地下水計測結果との対比のもとに鉛直二次元及び準三次元浸透流解析法の適用性について考察を加え、これらの解析法の実用性を確めた。

さらに、設計時の浸透流解析並びに施工中の地下水の計測管理上重要となる岩盤の透水係数を、準三次元解析並びに岩盤の亀裂調査結果から推定する方法についての提案を行なった。

第6章は、本論文の結論で第2章から第5章までの成果を要約した。

参 考 文 献

- 1) Talobre J. : 岩盤力学、進藤一夫訳、森北出版、pp.49-68 (1957)
- 2) Kessels W. : Operational Principle, Testing, and Applications of The AWID-Flat Jack for Absolute Stress Determinations Using Voltage Measurements, Rock Mechanics and Rock Engineering 19, pp.165-183 (1986)
- 3) Mohr H. F. : Measurement of Rock Pressure, Mine and Quarry Eng., pp.178-189, May (1956)
- 4) Slobodov M. A. : Test Application of the Load -Relief Method for Investigation of Stresses in Deep Rock, Ugal, Vol. 7, pp.30-35 (1958)
(D. S. I. R. Russian Translation RTS 1068)
- 5) CSIR Instruction Manual : CSIR Strain Gage Strain Cell (Doorstopper) Equipment Using the Manually Operated Installing Tool, S. Afr. CSIR, R MEG417 (1966)
- 6) Leeman E. R. : The CSIR 'Doorstopper' and Triaxial Rock Stress Measuring Instruments, Int. Sym. on the Determination of Stresses in Rock Masses, Lisbon, No.28, pp.578-616 (1969)
- 7) Gray W. M. and K. Barron : Stress Determination from Strain Relief Measure-

- ments on the Ends of Boreholes, Int. Sym. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, No.5, pp.183-199 (1969)
- 8) 平松良雄、岡行俊：応力解放法による岩盤内の応力測定に関する研究、日本鉱業会誌、79巻、906号、pp.1016-1022 (1963)
 - 9) 菅原勝彦、尾原祐三、岡村宏、王遺南：球状孔底ひずみ測定による3次元岩盤応力の決定—岩盤応力分布の測定に関する研究（第1報）—、日本鉱業会誌、101巻、1167号、pp.277-282 (1985)
 - 10) Leeman E. R. and D. J. Hayes : A Technique for Determining the Complete State of Stress in Rock Using a Single Borehole, Proc. 1st Int. Conf. on Rock Mech., Vol. 2, pp.17-24, Lisbon (1966)
 - 11) Leeman E. R. : The Determination of the Complete State of Stress in a Single Borehole—Laboratory and Underground Measurements, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 5, pp.31-56 (1968)
 - 12) National Mechanical Engineering Research Institute : Rock Mechanics Special Report No.49, Stress Measurements in Coal Pillars Using Stress-Relief Techniques, Pretoria, C. S. I. R. Report CN488, July (1962)
 - 13) Obert L. : In Situ Determination of Stress in Rock, Min. Eng., pp.51-85, August (1962)
 - 14) Obert L., R. H. Merrill and T. A. Morgan : Borehole Deformation Gauge for Determining the Stress in Mine Rock, U. S. Bureau of Mines, R. I. 5978 (1962)
 - 15) Hooker, V. E., Aggson, J. R. and Bickel, D. L. : Improvements in the Three-Component Borehole Deformation Gage and Overcoring Techniques, RI7894, U. S. Bureau of Mines, Report of Investigations, Washington, D. C (1974)
 - 16) Hiramatsu Y. and Y. Oka : Determination of the Stress in Rock Unaffected by Boreholes or Drifts, from Measured Strains or Deformation, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 5, pp.337-353 (1968)
 - 17) Oka Y. and I. Bain : A Means of Determining the Complete State of Stress in a Single Borehole, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 7, pp.503-515 (1970)
 - 18) Hubbert, M. K. and D. G. Willis : Mechanics of Hydraulic Fracturing, Trans.

- A. I. M. E., Vol. 210 (1957)
- 19) Haimson, B. C. : Geophys Monograph, Vol. 20, pp. 576-592 (1977)
 - 20) 塚原弘昭、池田隆司 : 水圧破砕法による地殻応力測定、第6回岩の力学国内シンポジウム、pp. 367~ 372 (1984)
 - 21) 小出仁、西松裕一等 : 関東・東海地域における地殻応力測定と測定法の比較、第18回岩盤力学に関するシンポジウム、pp. 261~ 265 (1986)
 - 22) Cornet, F. H. : Analysis of Injection Tests for In-Situ Stress Determination, Proceedings, Workshop on Hydraulic Stress Measurement (1981)
 - 23) Mizuta, Y. and H. Kobayashi : Improved Stress Determination Procedures by Hydraulic Fracturing, Technical Report to the U. S. Geological Survey, No. U. S. D. I-14-08-0001-17775 (1980)
 - 24) Krishnan Shrinivasan, Shosei Serata : In-Situ Stress Measurements in Stratified Hard Rock Formations, Proceedings, 26th US Symposium on Rock Mechanics pp. 1227-1234 (1985)
 - 25) Obert, Lard W. Duvall : Use of Subaudible noises for the Prediction of Rock Burst, Parts 2, U. S. Bureau of Mines (1942)
 - 26) Goodman, R. E. : Subaudible Noise during Compression of Rocks, Geol. Soc. Bull. Vol. 74, pp. 487-490 (1963)
 - 27) 金川忠、林正夫、仲佐博裕 : 岩石における地圧成分のアコースティックエミッションによる推定の試み、土木学会論文報告集、第 258号、pp. 63-75 (1977)
 - 28) 金川忠、北原義浩、林正夫 : 岩石の A E カイザー効果を利用した地圧測定法、電力中央研究所、研究報告 381004 (1981)
 - 29) 石橋孝治、小長井一男、御手洗良夫、松本嘉司 : A E 法による一次地圧の推定に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 364号/Ⅲ-4、pp. 23-30 (1985)
 - 30) 村山朔郎、道広一利、斉藤二郎、吉岡尚也 : 載荷方法が花崗岩のカイザー効果に及ぼす影響、土木学会論文集、第 364号/Ⅲ-4、pp. 107-112 (1985)
 - 31) Rabcewicz, L. V. : The New Austrian Tunneling Method, Water Power, pp. 453-515 (1964)
 - 32) Rabcewicz, L. V. : The New Austrian Tunneling Method, Water Power, pp. 19-24

(1965)

- 33) Rabcewicz, L. V. : Stability of Tunnels under Rock Load, Water Power, pp. 225-273, Jun., 1969/pp. 279-302, Aug. (1969)
- 34) Goodman, R. E., R. L. Taylor, T. L. Brekke: A Model of the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, Vol. 94, SM3 (1968)
- 35) 林 正夫、日比野 敏：地下の開削にともなう周辺地盤の緩みの進展に関する解析
電力中央研究所報告、No. 67095 (1968)
- 36) 日比野 敏、林 正夫、本島 睦：異方性岩盤（花崗岩類）における大規模空洞掘削
時岩盤挙動に関する考察、電力中央研究所報告、No. 379028 (1980)
- 37) 本島 睦、日比野 敏：礫岩における大規模空洞掘削時の岩盤挙動、電力中央研究所
報告、No. 381010 (1981)
- 38) 本島 勲：地下発電所の空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水度の変化に関する考察
電力中央研究所報告、No. 379009 (1977)
- 39) 金折 裕司：ボアホールテレビジョン装置による岩盤ゆるみ現象に関する検討－俣野
川発電所地下空洞掘削に伴う観測結果、電力中央研究所報告、No. 382026 (1982)
- 40) 本島 睦、日比野 敏：地下空洞周辺岩盤内応力変化の解析的検討－緩み領域の強度
低下を考慮する解析手法の開発－、電力中央研究所報告、No. 382018 (1983)
- 41) Louis, C. ; A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and its Influence on
the Stability of Rock Masses, Imperial College Rock Mech. Res. Rept.,
No. 2, pp. 1 ~ 99 (1969)
- 42) 渡辺邦夫、星野吉昇；岩盤中に発達する単一割れ目の透水係数の算定、応用地質、
Vol. 21, No. 2, pp. 60~70 (1980)
- 43) Gale, J. E. ; Fundamental Hydraulic Characteristics of Fractures from Field
and Laboratory Investigations, Papers Groundw. Fract. Rock Conf.,
pp. 79~94 (1982)
- 44) 小島圭二、小池豊；岩石割れ目の透水性に関する基礎的実験、日本鉱業会研究実績発
表講演会講演要旨集、pp. 265~ 266 (1983)
- 45) Rocha, M., Francis, F. ; Determination of Permeability in Anisotropic Rock
Masses from Integral Samples, Rock Mech., Vol. 9, pp. 67~93 (1977)

- 46) Long, J. C. S., Remer, J. S., Wilson, C. R., Witherspoon, P. A. ; Porous Media
Equivalents for Networks of Discontinuous Fractures, Water Reso. Rese.,
Vol. 18, No.3, pp. 645 ~ 658 (1982)
- 47) Priest, S. D., Samaniego, A. ; A Model for the Analysis of Discontinuity
Characteristics in Two Dimensions, Proc. Int. Congr. Rock Mech.,
F199~F207 (1983)
- 48) 青木謙治、広野 進、戸井田 克、上野弘道：サイスミック・トモグラフィの岩盤調
査への適用について、第20回岩盤力学に関するシンポジウム、pp. 26 ~ 30 (1988)
- 49) Pruess, K., Karasaki, K. ; Proximity Functions for Modeling Fluid and Heat
Flow in Reservoirs with Stochastic Fracture Distributions, Preprints Eighth
Workshop on Geothermal Reservoir Engineering (1982)
- 50) Gale, J. E. ; Characterizing and Interpreting the Geometry, Permeability
and Porosity of Fractures for Repository Evaluation, Preprints Field
Measurement in Geomechanics (1983)
- 51) Reinius, E. ; Groundwater Flow to Rock Caverns, Rockstore 77, Session 3,
pp. 343 ~ 348 (1977)
- 52) Nueman, S. P. ; Saturated Unsaturated Seepage by Finite Elements, Proc.
ASCEHY., Vol. 99, No.12, pp. 2233 ~ 2250 (1973)
- 53) 赤井浩一、大西有三、西垣誠；有限要素法による飽和不飽和浸透流の解析、土木学会
論文報告集、第 264号、pp. 87 ~ 96 (1977)

第2章 石油地下備蓄実証プラント

2.1 緒言

石油地下備蓄空洞は北欧諸国ではすでに40年以上の建設実績があり、現在も大規模な備蓄施設はほとんど岩盤空洞内に建設されているが¹⁾、我が国ではこのような水封式岩盤タンクの建設例は無く、石油備蓄は主として地上の鋼製タンクによって行われてきた。

しかしながら、地上タンクの立地難や建設費の上昇に対処するため、新しい備蓄方式を実用化するという社会的要請を受けて、昭和51年度から資源エネルギー庁を中心に石油類の地下備蓄技術の我が国への適用性に関する検討が開始された。52年度には全国的な適地調査が行われ、57地域、125地点が選定され、さらに用地確保の難易度、操油関連施設の有無などの条件から実証プラントの候補地として3地点が選定された。53年度には現地地質調査を行い、最終的には54年度に愛媛県菊間町の太陽石油(株)菊間製油所構内に貯油量25,000klの実証プラントを建設することが決定された(図-2.1.1)。



図-2.1.1 実証プラント建設地

実証プラントは、水封式岩盤タンクの技術的実用性、安全性、環境保全性を実証することを主目的として、55年3月に着工し、各種の実証実験を行いながら57年4月に貯油施設の建設を終了し、引き続き原油の貯蔵及び受入れ、払い出し運転に関する実験を57年9月まで行った。その後、長期的な地下水挙動等の観測、原油の成分変化などの調査を行い、63年3月には6年間にわたる実証実験を終了した。

筆者は昭和51年以来、この実証プラントを対象に水封式岩盤タンクの設計手法、建設時の岩盤及び地下水の挙動計測法等について各種の検討を行い^{2)～16)}、実用規模の岩盤タンクの合理的な設計及び計測管理の方法についての研究を実施してきた。

本章ではまず実証プラントの概要と設計に際して用いた解析手法について記述し、次に実証実験の結果を貯油槽の力学的安定性と水封機構の2点について考察すると共に、大規模な実用プラントの建設に際して重要と考えられる検討課題を抽出することによって本研究の位置付けを明確にする。

2.2 実証プラントの概要

2.2.1 水封式岩盤タンク

岩盤内石油備蓄の歴史は、スウェーデンにおいて第2次世界大戦時に爆撃から石油類を守るため地下に空洞を掘り、その中に石油類を貯蔵したことに始まる。最初は空洞内に鋼製タンクを入れる方法が用いられたが、これは建設コストが高くつくため、地下の空洞に鋼板の内張をし、岩盤と鋼板の間にコンクリートを充填する方法に移行した。しかし、この方法もまた内張の鋼板が腐蝕するなどの欠点があり、これらの経験から無覆工の岩盤空洞内に直接石油類を貯蔵する方法が試みられた。その結果、亀裂の少ない良好な岩盤の存在及び地下水位の安定という条件が整えば、極めて経済的かつ安全な貯蔵が可能であることが確認され、これ以来、北欧においては本方式による石油貯蔵基地が数多く建設されてきた。特にスウェーデン等では現在、貯油施設の80%程度にこの方式が採用されている。

岩盤内の空隙は通常の場合、地下水で満たされており、このような岩盤の中に空洞を掘り、放置しておくと当然、空洞内は地下水で充満される（図-2.2.1 (a), (b)）。そこで空洞からの排水を行えば排水量と供給量（地下水の涵養量）がバランスする限り地下水が空洞内に常時浸出し続ける状態になる（図-2.2.1 (c)）。このような空洞の中に水よりも軽く、また水と混合する

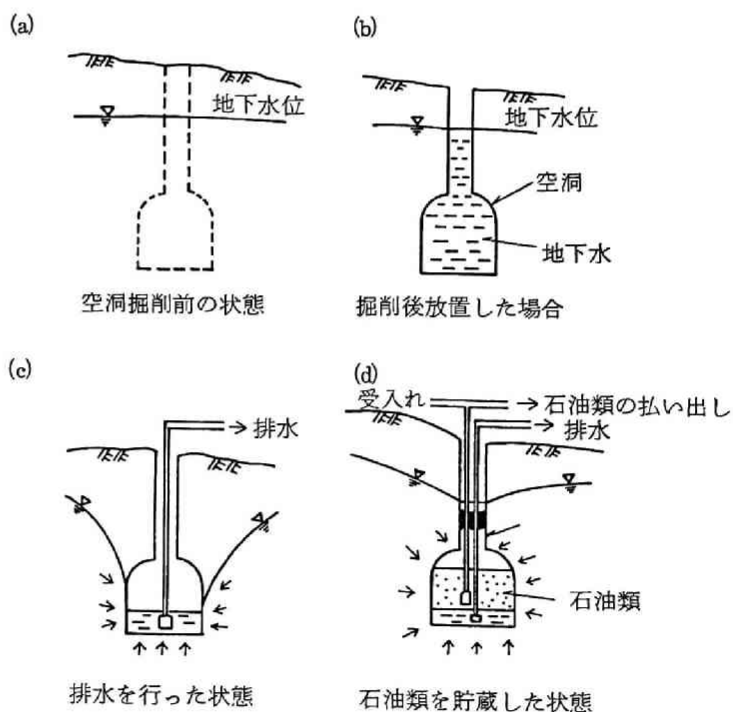


図-2.2.1 水封式岩盤タンクの原理

ことのない石油類を貯蔵すれば、漏れ出そうとする石油類を空洞へ浸入してくる地下水が封じ込めることになり、漏洩なく石油類を貯蔵することが出来るというのが水封式岩盤タンクの原理である（図-2.2.1 (d)）。

2.2.2 実証実験の目的

北欧とは地質条件の異なる我が国において、水封式岩盤タンクの実用性を検討する上で重要なことは、貯油槽としての空洞が力学的に安定していること及び地下水で石油を封じ込めるという水封機構が正常に機能することを確認することにある。

岩盤内空洞の支保としては、地下発電所では吹付コンクリート、ロックボルトの他にアーチコンクリートやP Sアンカーが用いられ、N A T M（新オーストリアトンネル工法）により施工されるトンネルでは吹付コンクリート、ロックボルトは1次支保であり、最終的には2次覆工コンクリートで巻立てられる。一方、岩盤タンクは経済的な理由から必要最小限の支保で空洞の安定性を維持する必要があるため、吹付コンクリート、ロックボルトに永久支保としての役割を期待しなければならない。

そこで、実証プラントでは幅15m、高さ20mという通常のトンネルよりかなり大きい断面の空洞を、吹付コンクリート、ロックボルトだけを支保工として掘削した場合の空洞の安定性を確かめるため、掘削中及び空洞完成後を通じて、岩盤内変位、ロックボルト軸力、内空変位などの計測によって空洞の変位及び緩み領域を把握し、力学的な安定性を確かめることにした。

また、水封機構に関しては、貯油槽の設置深度や水封トンネルの位置、水封ボーリングの長さや間隔などをどのように決めるかという設計基準がなかった。そこで、空洞周辺の地下水挙動について理論解析及びF E Mによる数値解析を試み、これらの構造や配置を決定した。次に空洞掘削前から貯油槽完成後までの長期間にわたって、地下水位、空洞周辺の間隙水圧、空洞への湧水量を詳細に計測し、実際の地下水挙動を把握すると共に、上述の設計・解析手法の妥当性を確かめることにした。さらに配管を含めた貯油施設の完成後、貯油槽内に所定の圧力を加える気密試験を行い、漏油・漏気の防止効果（水封の機能）を確認することにした。

以上の他に、貯油槽内圧の制御方法、原油成分の変化、油量管理の方法、防災設備の作動性など運転面での安全性、実用性の確認や岩盤タンクの建設及び運転に伴う地下水の水質や植生など環境に対する影響の有無を調査することも実証実験の目的であるが、本論文では構造上の安定性と水封機能の確認という岩盤工学上の問題だけを取り上げることにした。

2.3 実証プラントの構造

2.3.1 地 質

実証プラントは図-2.3.1に示すように、瀬戸内海に面した高縄半島の西北部に位置する愛媛県越智郡菊間町にある。

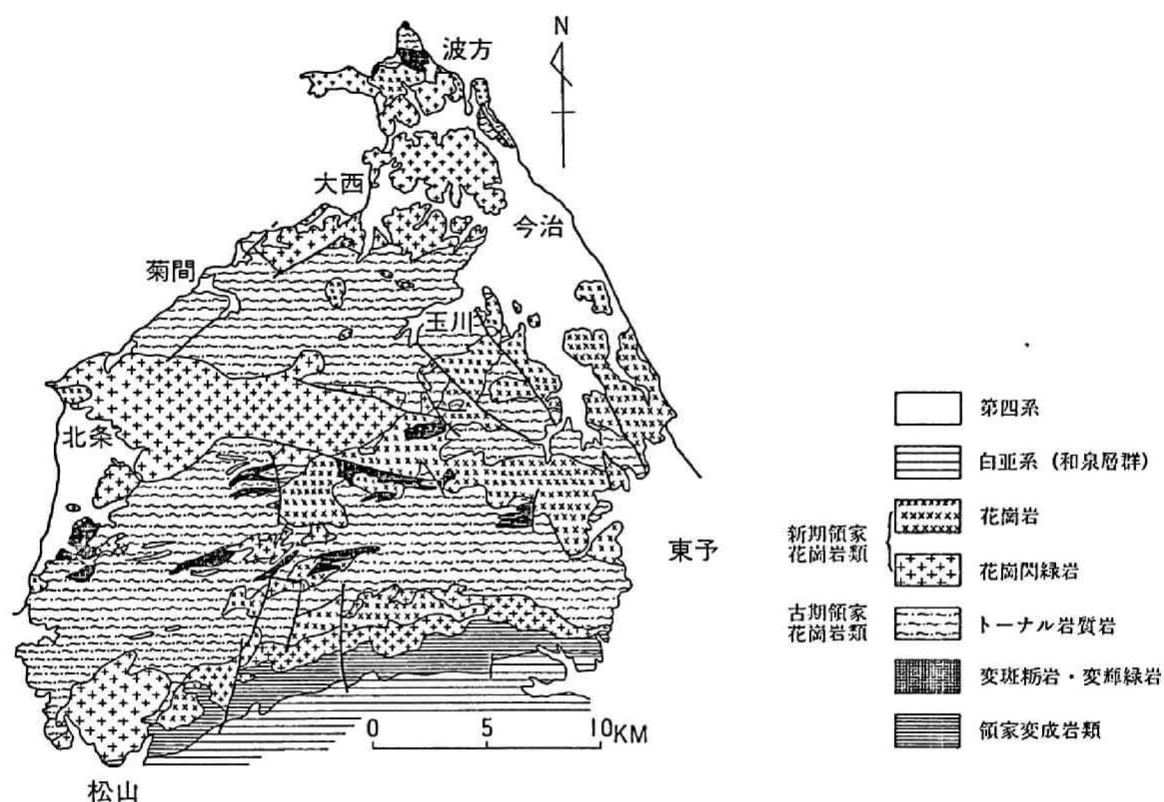


図-2.3.1 高縄半島の地質図（主として越智秀二(1982)²³⁾による）

高縄半島のほとんどは領家帯の花崗岩類で占められ、これらに包有される形で変斑れい岩や変輝緑岩などの塩基性岩類の小岩体が分布している。半島基部には変質粘板岩、雲母片岩などの泥質岩起源の変成岩を主とする領家変成岩類が幅1～2kmで東西約20kmにわたって分布し、その北縁はこれらを一貫する花崗岩類に接し、南縁は上部白亜系の和泉層群によって覆われている。

花崗岩類はトーナル岩質岩あるいは高縄トーナル岩と呼称される石英閃緑岩～花崗閃緑岩質の深成岩、従来から松山型花崗閃緑岩、北条型花崗閃緑岩などと呼ばれていた花崗閃緑岩及び黒雲母花崗岩の三種に区分される。

トーナル岩質岩は高縄半島の半ば以上の地域を占めて広く分布しており、鉱物組成は石英閃緑岩（トーナル岩）～花崗閃緑岩の組成を示すことが明らかにされている。

一般に中～粗粒であるが細粒の部分も見られ、塊状の部分、黒雲母や角閃石などの有色鉱物が平行～亜平行状に配列して片麻状構造を示す部分、斑状を示す部分などがあって岩相の変化に富む。

トーナル岩質岩（高縄トーナル岩）は古期領家花崗岩類に、花崗閃緑岩及び花崗岩は新期領家花崗岩類にそれぞれ属するとされ、トーナル岩質岩、花崗閃緑岩、花崗岩の順に形成されたと考えられている²³⁾。

菊間から玉川にかけては上記のトーナル岩質岩の北岩体が分布しており、菊間附近におけるトーナル岩質岩（石英閃緑岩～花崗閃緑岩）は中～粗粒で、新鮮部では青灰色～灰色で堅硬緻密な外見を呈している。しかし、部分的には緑灰色～桃灰色を呈するミロナイト化した部分も存在し、一部にはアプライト脈の貫入もみられる。割れ目の走向は、高縄半島全体では半島の南方を東北東－西南西に走る中央構造線の方にほぼ平行し、地形的にも東北東－西南西のリニアメントが顕著である。実証プラント近傍では、北東－南西走向の割れ目が多く見られる。

実証プラントの設けられた菊間地区には大規模な断層や破碎帯は見られず、比較的顕著なものでも長さ10～50m、幅50cm程度であり、亀裂面はほとんどが密着している。

作業トンネル掘削時の坑内観察によると平均節理間隔は0.3～0.4mであり、全体として岩盤の性状は極めて良好であると判断される。

実証プラント近傍では、地形は低くならかな丘陵状を呈しており、地盤構成は地表から深部に向って、①マサ状風化帯、②全体に風化が進んだ軟質風化帯、③割れ目に沿って風化が進んだ割れ目風化帯、④未風化帯（新鮮岩盤）に分類される。風化帯下限面はE L +15m～－6mの高さにあり、西～南西方向海側に向ってなだらかに傾斜し、それ以深には新鮮岩盤が分布している。地下水位面は、風化帯内にはほぼこの傾斜に沿って存在している。

2.3.2 貯油槽の力学的安定性の検討

地質調査結果から当地点での岩盤の割れ目の卓越方向は、ほぼ東北東～西南西と見られるので、貯油槽の長軸方向はこれらの割れ目にはほぼ直交する方向（N54°W）とした。当初の設計段階では岩盤等級は電中研分類でC_H～B級の良好な岩盤と判定されたので、FEMによる安定解析¹⁷⁾によって概略の緩み領域を推定したところ、3

～4 mと予想された。そこで、貯油槽本体の掘削前に作業トンネル内で岩盤試験（岩盤せん断試験、変形試験）を行い物性を確認し、貯油槽近傍でオーバーコアリング法によって地圧を測定し、これらの条件をもとに安定解析を再度行うことで最終的な貯油槽の支保、構造を決定することにした。当初設計では、貯油槽は半円形のアーチ形状を有する幅15m、高さ20mの空洞とし、ロックボルトの長さをアーチ部で長さ3 m、側壁部では4 mとし、主として落石防止のため、吹付コンクリートをアーチ部で15cm、側壁部で7 cmの厚さに吹付けることにした。

2.3.3 水封機構の検討

(1) 気密性の判定条件

実証プラントでは、原油蒸気及び原油の貯油槽外への漏洩を防ぐために、B. Aberg¹⁸⁾ の考え方により貯油槽天盤付近における地下水の鉛直動水勾配 (I_0) が $I_0 \geq 1$ となるよう、貯油槽上部に水封トンネル及び水封ボーリング（水封トンネルから両側に梯状に設置されたボーリング）を設け、所定の水封水圧を作用させることとした。

地下水の鉛直方向動水勾配 (I_0) で気密性を判定する考え方は B. Abergにより提唱されているが、これによれば気泡の挙動は図-2.3.2に示す通りであり、気密性を満足する条件は次式で示されている。

$$I_0 \geq 1.0 - \alpha \quad (\text{気泡が上昇する場合})$$

$$I_0 \geq 1.0 + \alpha \quad (\text{気泡が下降する場合})$$

ここに α は毛細管力による抵抗動水勾配である。Aberg は実際の岩盤中における毛細管力の評価が難しいことから気密性に関する設計基準としては鉛直方向動水勾配を 1.0以上に保つことを提案している。

駒田ら¹⁹⁾ は岩盤の亀裂をアクリル板を用いたスリットで模擬し、スリット内の気泡が上昇する（漏気）時のスリット幅と動水勾配の関係を実験的に検討している。

これによると漏気開始時の動水勾配は、亀裂幅が 0.3～0.5mmでは $I_0 = 0.10$ 、1.0～2.0mmでは $I_0 = 0.13$ となり、亀裂幅を1～2mm程度に限定できるよう空洞周辺を綿密にグラウトすれば、動水勾配 (I_0) を 1.0よりかなり小さい値で設計す

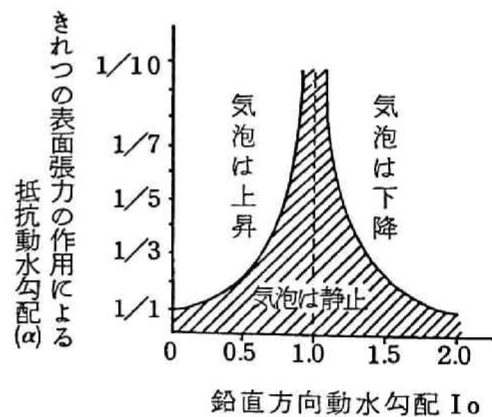


図-2.3.2 亀裂内の気泡の挙動

ることが可能であるとしている。

自然の岩盤内の亀裂をグラウトによりその開口幅を限定することは実際上は困難であり、実証プラントでは上述のAbergの気密判定条件によって水封システムの設計を行った。

(2) 水封機構の設計

岩盤タンクの水封機構の設計は図-2.3.3に記号で示した各寸法を合理的に決定することである。

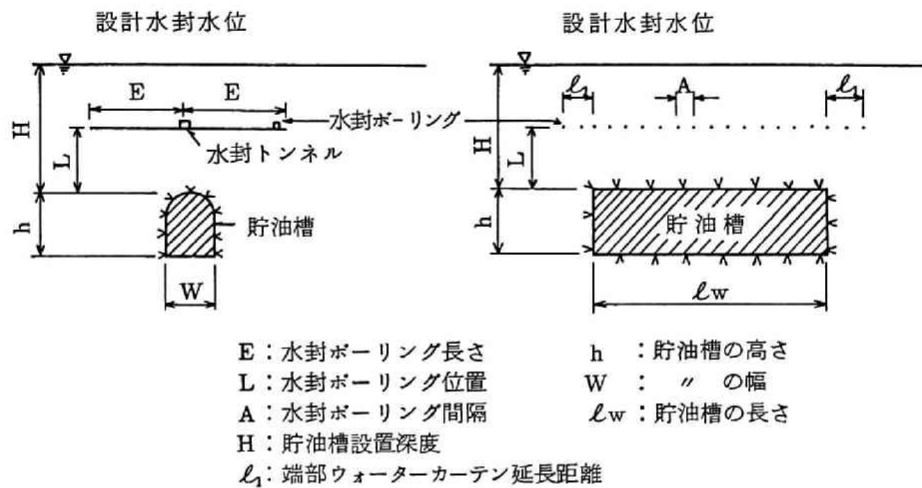


図-2.3.3 水封システムの配置

設計に当ってはまず、貯油槽の概略配置を理論解（上田の理論²⁰⁾、Muskatの理論²¹⁾）を用いて検討し、次にFEMによる浸透流解析²²⁾を行い、最終的な配置を決定することにした。

ここで、上田の理論とは、湛水流入部が限定された半無限領域における集水暗渠の取水量推定式についての提案である。貯油槽を等価円形暗渠の空洞に置き換え、人工水封により定常地下水位が保たれているとした場合の貯油槽天端の鉛直方向動水勾配（ I_n ）を算出する式は図-2.3.4のモデルに対して次のようになる。

$$I_n = \frac{\ell' - \left(\frac{Pg}{\gamma w} - \ell \right)}{r \ell_n \frac{a' + (\ell - r) / \sqrt{E^2 + (\ell - r)^2}}{a' - (\ell - r) / \sqrt{E^2 + (\ell - r)^2}}} \quad (2.3.1)$$

ここに、 ℓ : 水平ウォーターカーテンと貯油槽等価円中心との距離 (m)

ℓ' : 設計水封水位から水平ウォーターカーテンの深さ (m)

E : 水平ウォーターカーテンの長さ (m)

P_g : 貯油槽内圧 (t / m²)

I_n : 動水勾配

γ_w : 水の単位体積重量 (t / m³)

r : 貯油槽等価半径 (m)

ただし、

$$a' = \frac{\ell^2 - r^2}{\sqrt{\{(\ell + r)^2 + E^2\} \{(\ell - r)^2 + E^2\}}}$$

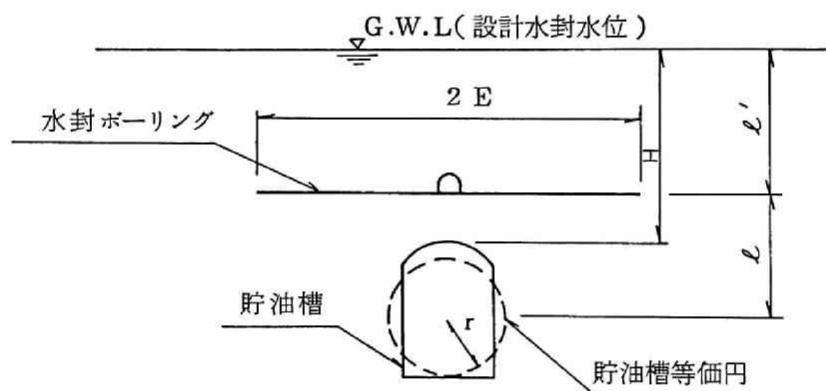


図-2.3.4 上田の式によるモデル

本式を適用し、ウォーターカーテンの長さ (E) すなわち水封ボーリングの長さを 30 m、40 m、ウォーターカーテンの位置 (ℓ) を 15 m、20 m として解析すると、動水勾配 I_n を 1.0 以上とするためには貯油槽設置深度 (H) は、ほぼ 40～45 m の範囲とすることがわかった。

次に、 $40\text{ m} \leq H \leq 45\text{ m}$ の範囲内で水封ボーリング間隔（ a ）とウォーターカーテン位置（ L ）の関係をMuskatの理論から求め、貯油槽の縦断面の配置構造を検討した。すなわち、Muskatの導いた無限長単列注水孔まわりの圧力分布推定式を用いると、必要動水勾配を得るための水封ボーリングの水頭に関する式は、図-2.3.5を参照して次式で表わされる。

$$h_w = \frac{P_g}{\gamma_w} + a I_0 \left\{ \frac{L}{a} + \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{a}{2\pi r} \right) \right\} \quad (2.3.2)$$

ここに、 h_w : 水封ボーリング水頭（m）

P_g : 貯油槽内圧（ t/m^2 ）

γ_w : 水の単位体積重量（ t/m^3 ）

r : ボーリング孔半径（m）

a : ボーリング孔間隔（m）

I_0 : 動水勾配

L : 貯油槽天端とボーリング孔との距離（m）

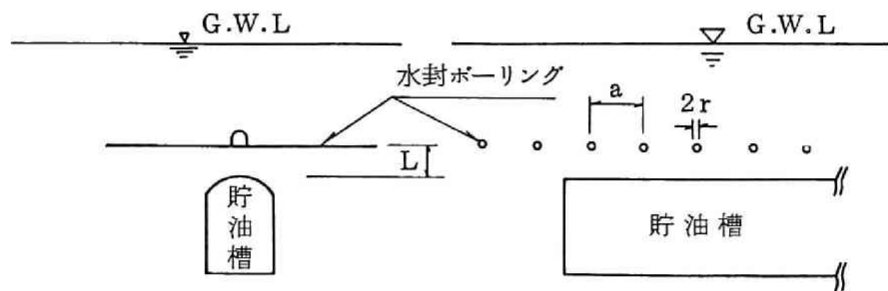


図-2.3.5 Muskatの式によるモデル

本式を用い、鉛直方向動水勾配（ I_0 ）を 1.0、ボーリング間隔（ a ）を 5 m、ボーリング直径を 6 cm として解析を行った結果、貯油槽天端と水封ボーリング孔との距離 L は 15.5 m とすれば良いことがわかった。

以上の検討結果をもとに、図-2.3.6に示すように実際の貯油槽の周辺に3mの緩み領域を考慮した横断面モデル、縦断面モデルに対して、FEMによる浸透流解析を行った。ウォーターカーテンの長さ（E）と端部ウォーターカーテンの長さ（ ℓ_1 ）をパラメータとして変化させた解析を行い、気密性の判定を行った結果、 $E = 25\text{m}$ 、 $\ell_1 = 17.5\text{m}$ とすることで空洞天端直上部の鉛直方向動水勾配（ I_0 ）が1.0以上となり気密性が満足されることがわかった。

以上の手順を経て、菊間実証プラントにおける水封システムの構造を図-2.3.7に示すとおりに決定した。

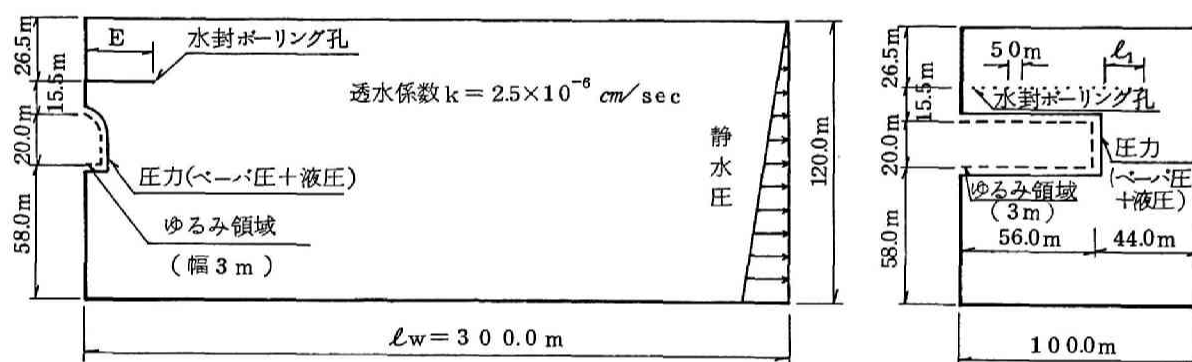


図-2.3.6 横断面、縦断面モデルの解析領域と境界条件

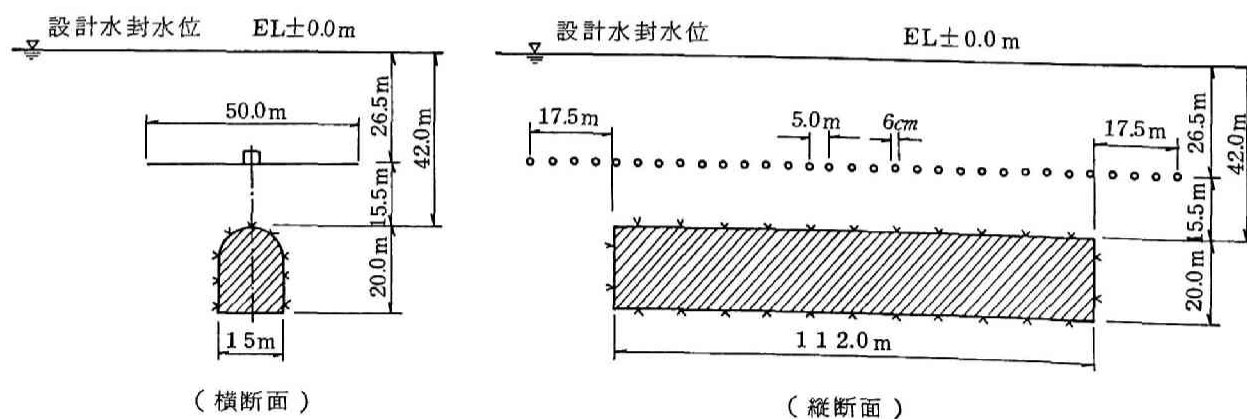


図-2.3.7 菊間実証プラントにおける水封システムの構造

2.3.4 実証プラントの構造

以上の検討によって決定した実証プラントの全体構造は図-2.3.8のようであり、貯油槽本体を中心にサービストンネル、水封トンネル、ドライポンプ室、立坑及び工事のための作業トンネルから構成されている。

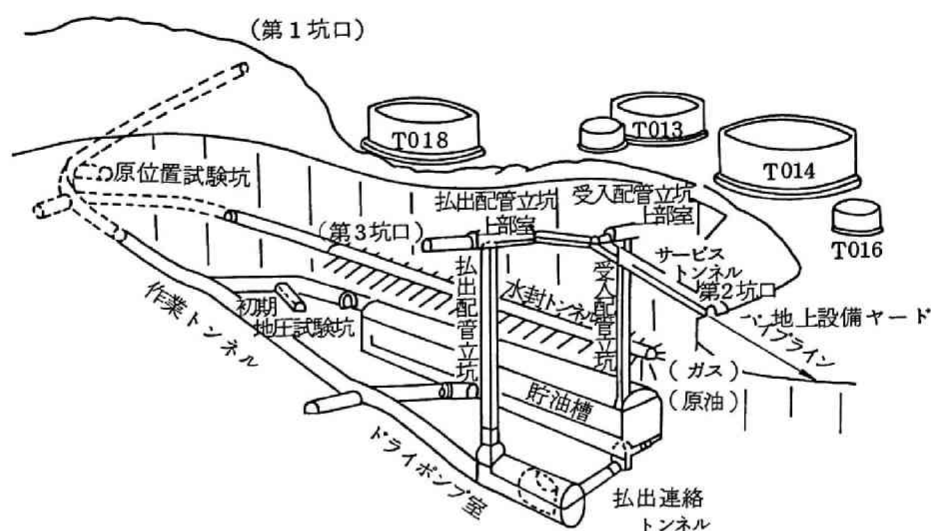


図-2.3.8 実証プラントの構造

貯油槽の規模は幅15m、高さ20m、長さ 112mで約30,000 m^3 の空洞内に25,000klの原油が貯蔵される。

水封トンネルは施工中の地下水位低下を防止し、人工注水による気密性の保持効果を確認するためのもので、貯油槽の上部15.5mの位置に幅 4.0m、高さ 4.0mのトンネルと、合計54本の注水用ボーリング孔を設けた。

サービストンネルは地上の操油施設と地下の貯油槽を結ぶ、受入、払出配管をはじめ、すべての配管類を通すためのトンネルである。サービストンネル内には、受入配管立坑（断面 4.3× 4.3m、長さ47m）及び払出配管立坑（直径 6m、長さ70m）を設け、それぞれ貯油槽及びドライポンプ室に接続した。

ドライポンプ室には原油払出ポンプ及び底水排水ポンプが設置されるが、厚さ 1.2mの鉄筋コンクリートで覆工され、覆工背面と岩盤の間は水封されている。また作業トンネルは貯油槽、ドライポンプ室等へ取り付くための工事用トンネルで、延長約 440m、勾配20%、幅及び高さ 4.5mの斜坑であり、原油貯蔵前に受入配管立坑と共に水没し、貯油槽からの漏油、漏気を防ぐこととした。

2.4 実験結果及び考察

2.4.1 貯油槽の力学的安定性

(1) 岩盤物性及び初期地圧

設計段階では岩盤物性、初期地圧共に推定値を用いたが、作業トンネルの掘削が進んだ段階で図-2.3.8に示した岩盤試験坑で原位置試験を行い、岩盤物性を把握すると共に、貯油槽に近接した初期地圧試験室で地圧測定を行った。

このようにして得られた岩盤物性と地圧を用いて安定解析を行い、当初設計を見直すことにより、最終的な貯油槽の支保パターンを決定することにした。作業トンネル内において実施した原位置岩盤試験（岩盤変形試験及び岩盤せん断試験）結果と5成分埋設型ひずみ計を用いた孔径変化法（オーバーコアリング法）による地圧測定結果は図-2.4.1の通りである。

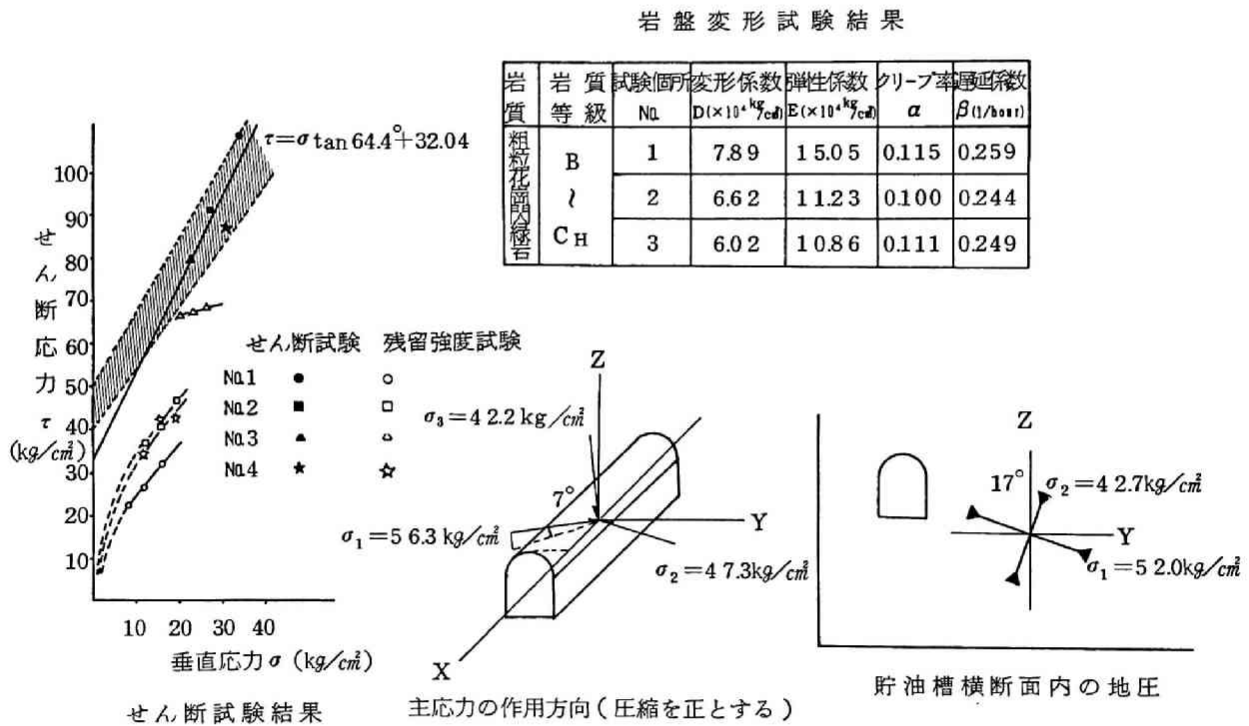


図-2.4.1 岩盤試験結果

岩盤の力学的な物性についてはせん断強度が40～50kg/cm²、内部摩擦角が50～60°、弾性係数が10～15×10⁴ kg/cm²と当初の予想通り堅硬なC_H～B級岩盤であることが確かめられた。

一方、初期地圧については、図-2.4.1のようにほぼ等方的な応力分布を示してい

るが、貯油槽横断面内では鉛直方向主応力が約 $42\text{kg}/\text{cm}^2$ 、水平方向主応力は東西方向に作用し、大きさが約 $52\text{kg}/\text{cm}^2$ とやや水平地圧が卓越している。また、地圧測定地点の最大被りは約 90m であるが、被り厚さから想定される鉛直方向地圧より実測値はかなり大きくなっている。この理由としては、オーバーコアリングにより回収したコアの室内試験による弾性係数が実際の割れ目を有する岩盤の弾性係数よりかなり大きかったこと及び図-2.3.8からわかるように初期地圧測定室の周辺には頂設作業トンネル、作業トンネルが掘削されており、これらによる試験室周辺の応力集中の影響があったことなどが考えられる。

以上のような原位置岩盤試験から求めた岩盤物性及び初期地圧を用いて空洞の安定解析¹⁷⁾を行った。解析の結果は、空洞の変位及び緩み領域は共に側壁中央部付近で最大となるが、その量は変位量が 6mm 以下、緩み幅が 3m 以下となったことから、当初設計の支保パターンで空洞の安定性は確保できると判断した。但し、掘削の途上では岩質の変化も予想されるため図-2.4.2に示す3種類の支保パターンを考えておくことにしたが、実際には貯油槽全体の 90% に支保パターンⅠを適用し、一部の岩盤不良部に支保パターンⅡを採用することで掘削を終了した。貯油槽掘削時における岩盤内変位の経時変化の一例が図-2.4.3であり、掘削直後に変位増加が見られるが、その収束は極めて早く、掘削終了後は極めて安定していることがわかった。図-2.4.4には空洞掘削時の変位量の解析結果と実測結果を比較して示したが、いずれの絶対量も小さいため、両者の対応を詳しく比較する意味は余りないが、最終変位量は両者ともほぼ 5mm 程度となっている。

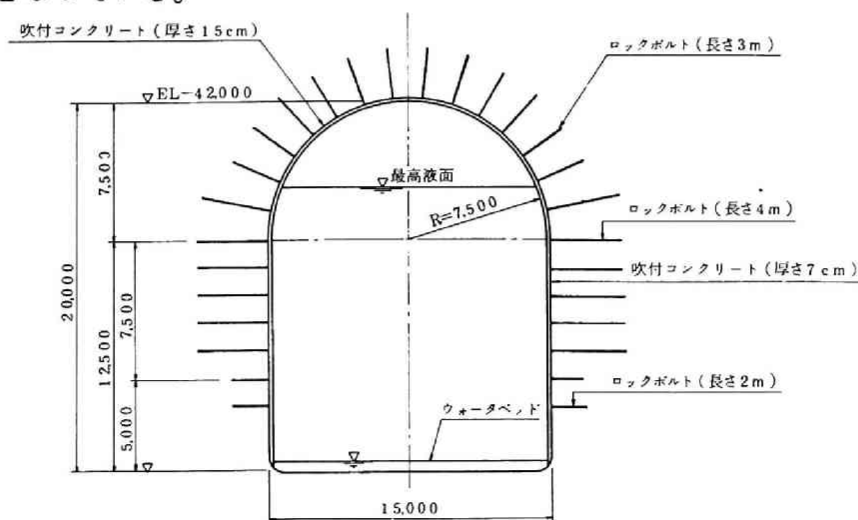


図-2.4.2(1) 貯油槽の支保（パターンⅠ）

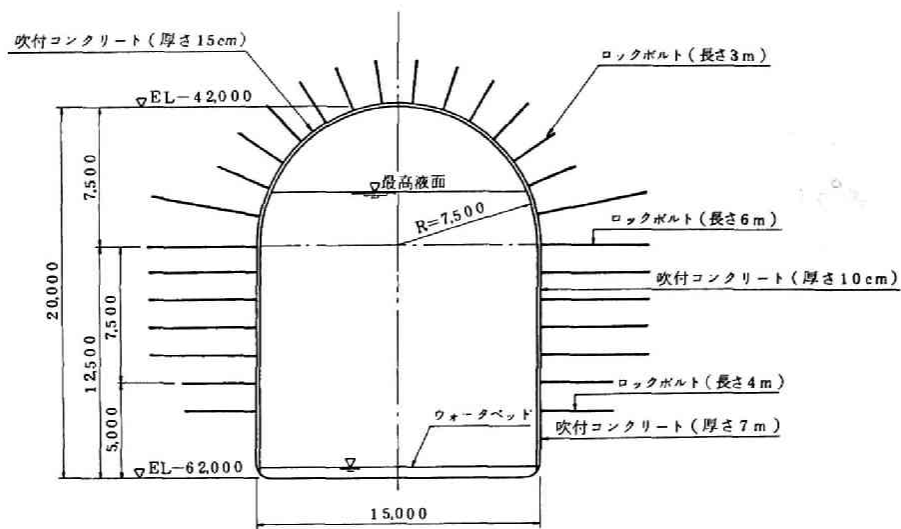


図-2.4.2(2) 貯油槽の支保 (パターンⅡ)

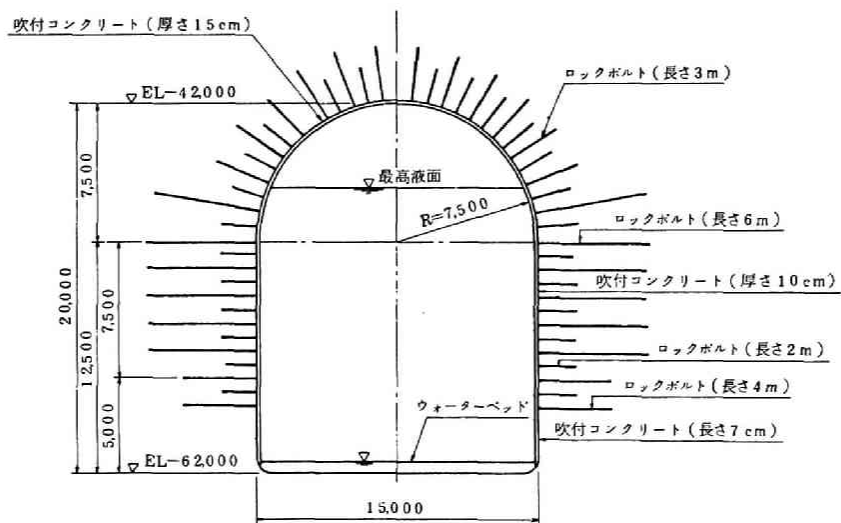


図-2.4.2(3) 貯油槽の支保 (パターンⅢ)

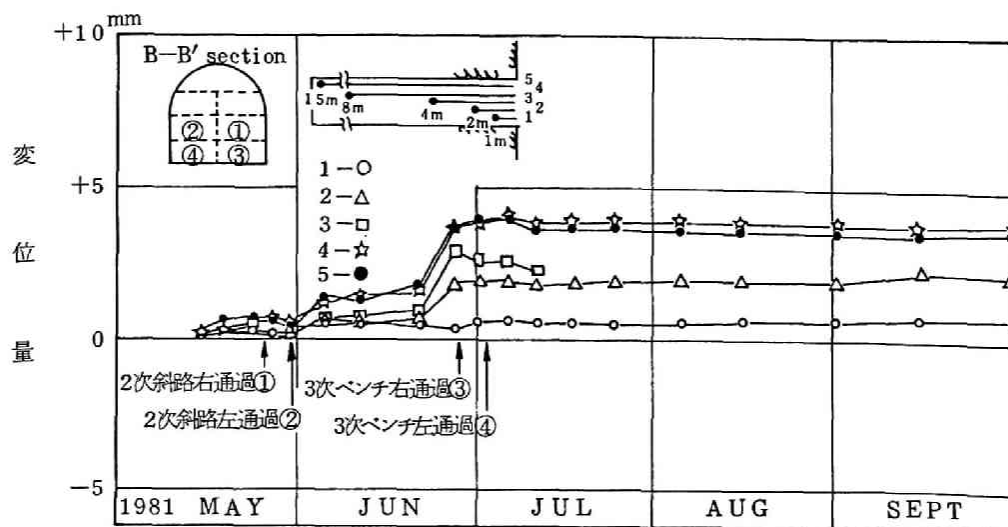
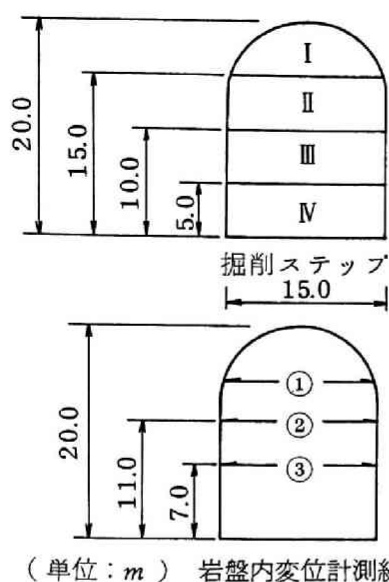


図-2.4.3 貯油槽岩盤変位の経時変化



岩盤内変位量の比較

掘削ステップ	測線	解析結果	実測値
I	①	3.2	-0.28
II	①	0.1	0.01
III	①	-0.1	-0.03
	②	5.4	1.15
IV	①	0.0	0.0
	②	1.8	0.61
	③	5.6	4.18

(単位：mm)

図-2.4.4 空洞掘削時の変位量の解析結果と実測結果の比較

このように、実証プラントでは岩石コアの室内試験や既存の類似岩盤の物性値を参考に、初期地圧は土被り圧が静水圧的に作用する地圧場を想定して基本設計を行い、作業トンネルを掘削してから原位置岩盤試験、初期地圧測定を実施し、最終設計を行った。貯油槽は極めて良好な岩盤内に掘削された単一空洞であるため、空洞壁面の変位、緩み領域とも小さく、ロックボルトと吹付コンクリートだけの支保によって十分な力学的安定性が確保できた。

一方、実用プラントでは広い範囲にわたって長さ 500m 以上の空洞が並んで設置されるが、地質の状況が一様であることはまず期待できず、工事開始後に空洞の方向、断面、隣接する空洞の間隔などを変更することは困難である。従って、設計段階で断層、破碎帯や亀裂の卓越方向などの地質条件と共に初期地圧の大きさと方向を精度良く調査して空洞の方向を決める必要がある。

また、隣接する空洞間の距離は経済的側面からはできるだけ近い方が望ましいが、力学的安定性の面からは両空洞の緩み領域が干渉しないような適切な間隔を離さなければならない。従って、空洞周辺に生じる緩み領域の大きさを精度よく解析し、把握しておくことが重要である。このように合理的な設計のためには、緩み領域そのものの物理的な意味を明確にすると共に、緩みの現象を考慮した解析手法を用いることが必要と考えられる。

2.4.2 水封機構

実証プラントの設計の段階では降雨による地下水涵養量の決め方が不明であったことや、透水係数を設定するのに必要な透水試験結果も少なかったことから、降雨浸透量は考慮せず、透水係数は3本のボーリング孔における試験結果の平均値 5.0×10^{-7} cm/s に対し、岩盤の不均質さを考慮し、5倍の余裕をみて 2.5×10^{-6} cm/s として解析を行った。この結果、水封トンネルへの給水を行わない場合には、2年間で水位低下量は最大20m程度に達すると予想した。したがって、掘削工事開始から空洞完成後の貯油開始までの2年間の、なるべく早い時期に水封トンネルに水を供給し、設計水封水位を維持することにした。

実際に作業トンネルの掘削工事を進めて行く過程ではトンネルへの湧水が少なかったため、地下水位の低下はほとんど見られなかったが、水封ボーリングの削孔が終了した時点でボーリング孔からの排水に伴う地下水位低下が生じたため、直ちに水封トンネルへの注水を行なった。

図-2.4.5は貯油槽周辺の代表的な観測ボーリング孔内水位の変動を示したものである。図に示すように、昭和56年2月10日に水封トンネルへの給水を開始し、2月21日に設計水封水位（E L 0.0m）までの注水が完了したが、孔内水位の低下及び回復の様子は、急速に水位が回復するもの（No.5孔）、水位低下、回復ともに緩やかに変化するもの（No.25孔）、ほとんど反応しないもの（No.13孔）の3種類にわけられる。このような差異は、観測ボーリング孔が顕著な割れ目によってトンネルと連続している

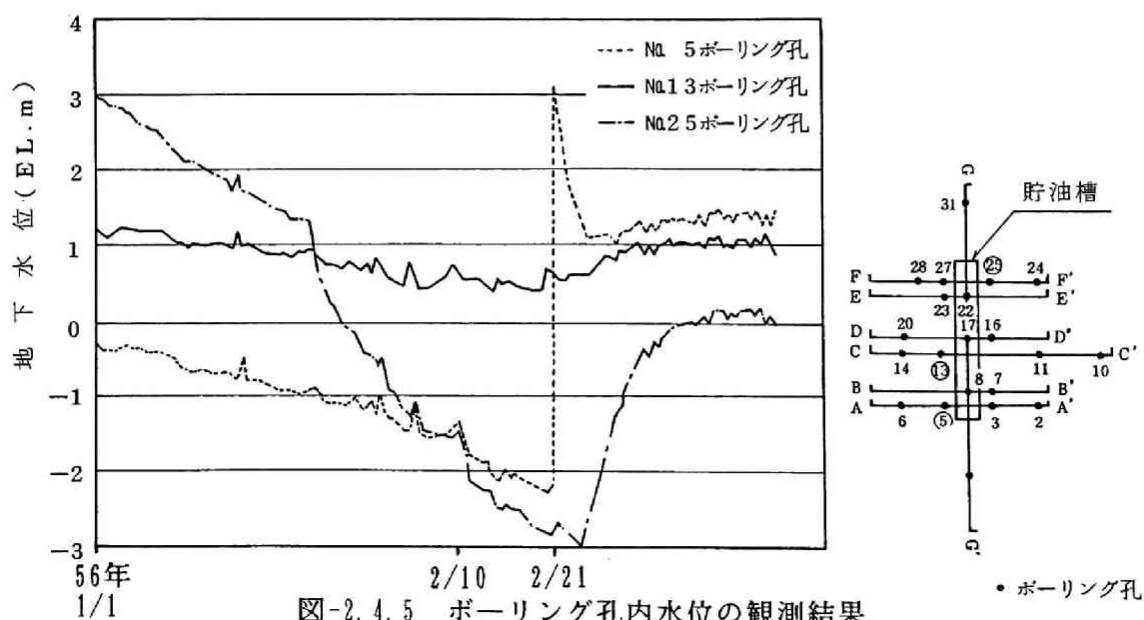


図-2.4.5 ボーリング孔内水位の観測結果

もの、ボーリング孔とトンネルとの間の複雑な割れ目系を通して地下水が流動するため、低下、回復に時間遅れが生じるもの、割れ目の少ない岩盤中にボーリング孔が削孔されたため、トンネルと連絡する水みちがないものというように、地下水の挙動が割れ目の存在の状況に支配されているためと推察される。

掘削に伴う地下水位の挙動は第5章で詳しく考察するが、上述のように水封トンネルへの給水を完了してから貯油槽の掘削を開始し、昭和57年1月に貯油槽の完成後、作業トンネル、受入れ配管立坑に水封水を満たし、貯油槽の気密試験を実施した（図-2.4.6）。

気密試験は窒素ガスの充満した貯油槽内に空気を圧入し、最大設計圧（ $2.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ G}$ ）に達した時点で送気バルブを停止し、その後の貯油槽内圧力の変動を測定して圧力変動の程度から漏気の有無を判定することとした。試験の結果は72時間にわたる試験期間中も全く圧力変動は見られず、貯油槽の気密性は確保されていることが確かめられた。

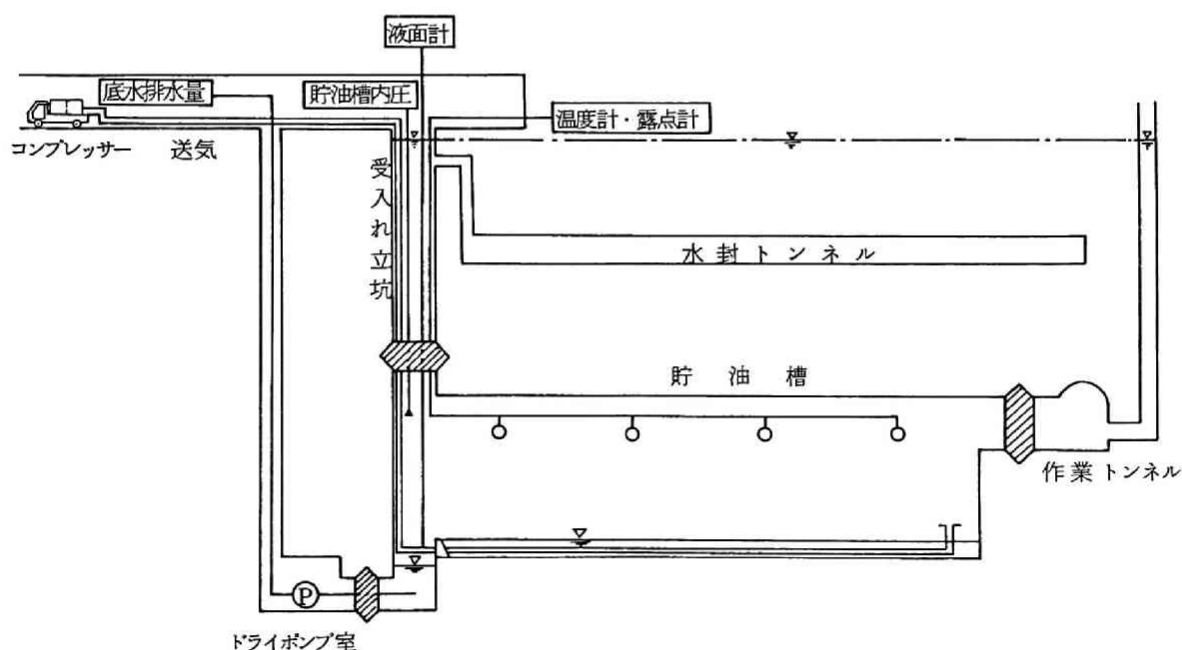


図-2.4.6 気密試験の概要

以上のように、安定した地下水位下ではこのような岩盤タンクは漏洩なく石油を貯蔵できることが確認できたが、さらに水封トンネルへの給水がない状態での長期的な地下水位の変動を調べることにした。

そこで貯油槽内の原油を一旦払い出し、槽内を大気圧状態に保ったまま水封トンネ

ルへの給水を停止して、周辺の地下水位の変動を観測した。図-2.4.7は昭和57年12月から61年12月までの4年間にわたり観測した観測孔（全21孔）の平均水位の経時変化を示したものである。昭和59年8月～11月にかけては、作業トンネルの水没水位を強制的にE L - 20 mまで下げて図-2.3.8の原位置岩盤試験坑で工事を行ったため、その影響が現われているが、4年間を通して平均水位の変動を見ると、1年のうちの掲水期・豊水期に対応した季節変動は見られるものの地下水位はほぼ一定に保たれていると見ることができる。この期間での貯油槽内湧水量は季節に拘らず、ほぼ一定（20 t / 日）であったことから、水封トンネルへの給水を行わなくても地下水位は主として降雨による涵養によりほぼ一定に保持され则认为することができる。すなわち、地下水挙動の予測解析に当っては、地下水涵養量を正しく評価し、解析に取り込むことが重要であると思われる。

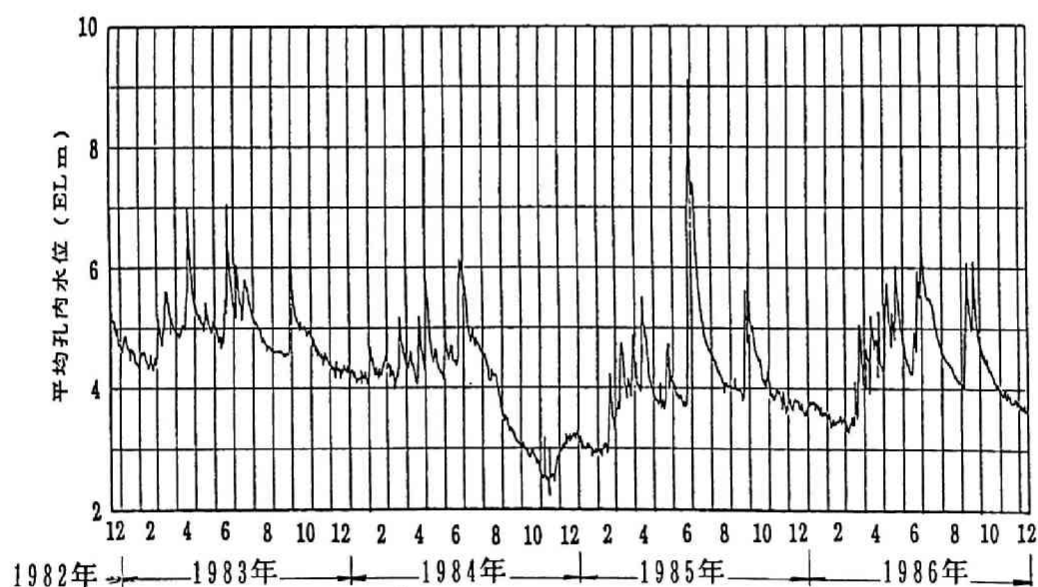


図-2.4.7 平均孔内水位の経時変化

さらに、実用規模の岩盤タンクの合理的な設計を行う上では、次のような配慮が必要である。

まず、設計段階では空洞の掘削に伴う地下水位の低下、空洞への湧水量を予測し、水封トンネル、水封ボーリングなど人工的な地下水供給設備の要否を判定しなければならない。対象とする岩盤の状況によっては人工的な水封設備がなければ漏油防止

(水封)機能が満足されない場合も想定されるが、この場合多数の貯油槽群に対する最も経済的な水封設備の配置、構造の設計を行わなければならない。この人工的な水封設備は貯油施設の規模が大きくなるほど、工事費、工期に大きく影響を与えるため、設計に際して地下水の挙動を正確に予測することは極めて重要である。さらに、併設される貯油槽の間隔を定めるに当たって、両空洞に貯蔵液位の差がある場合には、空洞間での石油の移流に対する配慮も必要となる。

具体的な地下水挙動の予測方法としては、F E Mによる浸透流解析が唯一実用的な手段であると考えられるが、平面2次元、鉛直2次元から、準3次元、3次元といった各種の解析法の実用性の検証や適切な選定の方法を明らかにしておくことと共に、入力条件としての岩盤の透水係数、地下水涵養量の評価が極めて重要と考えられる。

以上のような地下水挙動の予測方法については、実証プラントの計測結果をより詳細に考察し、第5章で詳述したい。

2.5 結 言

本章では石油地下備蓄実証プラントでの実証実験結果を要約し、貯油槽の力学的安定性と水封機能のそれぞれについて、大規模な実用プラントへの応用という観点から考察を行い本研究の位置付けを明確にした。得られた結果をまとめると以下のようなものである。

- (1) 菊間実証プラントの貯油槽は幅15m、高さ20mの断面を吹付けコンクリート及びロックボルトだけによる支保でその安定性を確保することとし、貯油槽掘削前の原位置岩盤試験及び初期地圧測定の結果をもとに空洞の安定解析を行い最大変位は約6mm、緩み領域は約3mと推定した。

実証プラントの掘削中並びに掘削終了後にわたって岩盤計測を行なった結果、空洞壁面の実測変位量は最大で5mm以下であり、掘削直後に弾性的な変位増加を示すが、その収束は非常に速いこと、さらに緩み領域も極めて小さいことがわかった。すなわち、菊間のような良好な岩盤では、吹付けコンクリートとロックボルトだけの支保によって空洞は十分な安定性を保っていることが確認された。

- (2) 実証プラントの水封機構については鉛直方向動水勾配を気密性の判定条件として理論解析及び有限要素法による浸透流解析を行い貯油槽の配置を決定した。貯油槽完成後、空洞内に設計圧力に対応する内圧を加えた気密試験を行なった結果、上記のよう

にして設計した貯油槽は十分な気密性、液密性を保っていることが確認できた。

以上の結果、このような水封式岩盤タンクは石油の備蓄施設として構造上も液密気密性の上からも十分実用的であることを確かめた。

- (3) 水封機能に密接に関連する地下水の挙動について、実証プラントの設計時には水封水の供給がない場合は2年間で約20mの水位低下が生じると予測した。ところが、実際には水封水の供給を停止して4年間にわたる地下水位の観測を行なったが、季節的に数mの水位変動は生じるものの大幅な地下水位の低下は見られず、空洞内への湧水量も全期間を通じてほぼ一定であった。
- (4) このことは降雨等による自然涵養が地下水位の保持に大きく寄与していることを示唆しており、実用プラントの設計に際して地下水の挙動解析を行う上で、解析手法の実用性を実測データによって検証することの必要性和共に入力条件としての涵養量及び岩盤の透水係数の正確な評価が重要であることを明らかにした。
- (5) 不均質な地質条件のもとに多数の空洞が隣接する実用プラントでは、空洞の力学的安定性に関して合理的な設計を行なうためには広い範囲の地質構造及び正確な初期地圧を知ること、並びに空洞周辺の緩み領域を精度良く把握することが重要であることを示した。

参 考 文 献

- 1) 青木謙治：原油およびLPGの大規模岩盤空洞備蓄施設の建設、土木施工28巻13号、pp. 21～29 (1987. 11)
- 2) 桜井俊男：石油地下備蓄菊間実証プラントについて、土と基礎、Vol. 29、No. 1、pp. 15～22 (1981)
- 3) 桜井俊男：石油備蓄菊間実証プラントの計画、月刊、石油、(1981. 2)
- 4) 清水良二、厨川道雄：わが国初の地下備蓄実証プラント、菊間地下備蓄プラント、トンネルと地下、Vol. 12、No. 7、pp. 60～64 (1981)
- 5) 桜井俊男：石油地下備蓄菊間実証プラントの施工現況、建設の機械化、pp. 29～37 (1981. 12)

- 6) 星野一男：石油地下備蓄と菊間実証プラント、防災システム、Vol. 5、No. 3、pp. 11
～16 (1982)
- 7) 星野一男：菊間石油地下備蓄実証プラント (その1)、地質ニュース、pp. 6～18
(1983. 10)
- 8) 星野一男：菊間石油地下備蓄実証プラント (その2)、地質ニュース、pp. 48 ～62
(1984. 1)
- 9) M. Kato (JNOC) : On Performance Test of the First Pilot Plant in Japan for
Underground Stockpiling of Crude Oil, J. of Japan Petrol. Inst., Vol. 27,
No. 3 (1984)
- 10) 宮下国一郎、青木謙治、花村哲也、田島孝也：岩盤内原油備蓄タンクの計測技術、
土木学会論文集、No. 355/VI-2、pp. 30 ～37 (1985)
- 11) 竹脇、吉村、青木、花村、田島：石油地下備蓄施設における地震観測と解析、第7回
日本地震工学シンポジウム (1986)
- 12) 百田博宣、藤城泰行、青木謙治、花村哲也：降雨浸透を考慮した岩盤中の地下水挙動
に関する解析的検討、土木学会論文集、No. 379/VI-6 (1987)
- 13) K. Miyasita, K. Aoki, T. Hanamura, N. Kashiwagi : An Investigation of
Geomechanics and Hydraulics around an Underground Oil Storage Cavern, Int'l Sy
mposium Field Measurements in Geomechanics, Zurich (1983)
- 14) K. Aoki, K. Miyashita, K. Hanamura, T. Tajima : The First Test Plant of Under-
ground Crude Oil Storage in Unlined Cavern, Int'l Symposium on Large Rock
Cavern, pp. 3～14, Helsinki (1986)
- 15) T. Ohkawa, N. Sakakihara, H. Momota and K. Aoki : Numerical Simulation for
Hydraulic Behavior in the Bedrock of the Zone Surrounding the Cavern, Int'l Sy
mposium on Large Rock Cavern, pp. 1361 ～1372, Helsinki (1986)
- 16) 下茂道人、竹田直樹、宮下国一郎、青木謙治：岩盤内空洞掘削と地下水環境－菊間実
証プラント－、土と基礎、Vol. 34、No. 11 (1986)
- 17) 林、北原、本島、日比野：大規模な地下構造物掘削時の安定解析プログラムの開発と
その適用例、電力中央研究所報告No. 376011 (1977)

- 18) Bengt Aberg : Prevention of Gas Leakage from Unlined Reservoirs of Rock
Storage in excavated rock, Rock Store 77, Vol. 2, September (1977)
- 19) 駒田広也、中川加明一郎、北原義浩、林正夫：水封式燃料地下貯蔵の技術開発に関する研究—燃料地下貯蔵用空洞周辺岩盤の浸透流に関する検討—、電力中央研究所報告、
研究報告No.378028 (1979)
- 20) 上田年比古、杉尾哲：被圧水で満たされた円形暗きょの取水量について、土木学会論文報告集第 194号、pp. 91 ~ 101 (1971)
- 21) Muskat, M. ; The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media,
pp. 524 ~ 530 McGRAW-HILL (1946)
- 22) 赤井浩一、大西有三、西垣誠：有限要素法による飽和—不飽和浸透流の解析、土木学会論文報告集第 264号、pp. 87 ~ 96 (1977)
- 23) 越智秀二：四国高縄半島の領家花崗岩類、地質学雑誌、第 88 巻、第 6 号、pp. 511 ~ 522 (1982)

第3章 岩盤内地圧の測定

3.1 緒言

岩盤空洞の力学的安定性の検討に際して、地質構造のモデル化、岩盤物性の評価と並んで構造物に作用する外力としての地圧状態の評価は極めて重要である。

従来、地圧測定法そのものについては様々な研究が行われてきたが、例えば地下発電所などの設計段階で安定解析に用いる初期地圧は、空洞の近傍で主としてオーバーコアリング法によって測定された局所地圧を初期地圧の代表値として用いることが多かった。この理由は地圧測定には多大の時間と費用を要するため、多数の測定を行うことが難しいことと、空洞の設置される領域が広くはないため地圧状態を領域内でほぼ均一と考え得ることによる。

しかし、石油地下備蓄空洞の安定性の検討に関しては、かなり広い地域にわたる地圧を精度よく求めること、地下深部の地圧を地表から、調査の早い段階で求めることなどが必要である。このためには適切な測定法を選択することと共に、測定結果から地域全体の地圧場を評価し、設計に用いる初期地圧の状態を決定することが必要である。地圧測定法としては第1章の1.2.1で述べたように、水圧破碎法が適していると考えられるが、この方法には実用化のために測定技術上解決すべきいくつかの問題が残されている。

そこで本章では、主として水圧破碎法による地圧測定技術の実用性を検証し、高精度の測定結果を得るための試験法について考察した結果を述べる。

具体的にはまず既設の地下発電所を例に、初期地圧が空洞の実際の変形挙動に与える影響について実測結果を基に考察する。さらに安定解析結果に与える地圧の大きさ、側圧比などの影響を弾性モデルに対する解析によって検討する。

次に水圧破碎法に関して、精度の高い測定結果を得るためボーリング孔の方向及び水圧破碎時の適正な注水流量の決め方について考察する。次いで2地点において原位置測定を実施し、他の地圧測定法（オーバーコアリング法）による測定結果との比較検討を行う。さらに原位置測定を通じてその重要性が明らかになった亀裂閉合圧の決定法について考察し、より精度の高い亀裂閉合圧決定法についての提案を行う。以上のようにして、石油地下備蓄空洞の設計に際し必要となる岩盤内初期地圧の測定法として、水圧破碎法を用いることの有用性を明らかにすることとする。

3.2 岩盤空洞と地圧

3.2.1 地下発電所空洞の変形挙動と地圧の関係

地下発電所空洞の方向を決めるには空洞長軸方向をできる限り最大主応力軸に近づけ、かつ空洞横断面内の側圧比（地圧の水平成分（ σ_H ）と鉛直成分（ σ_V ）の比）ができるだけ等方的な地圧状態に近づくような配置にすることが力学的安定性の面では望ましい。

そこで既設の地下発電所について、初期地圧の実測結果^{1), 2)} から空洞断面内の水平、鉛直方向の地圧成分（ σ_H 、 σ_V ）を調べてみると図-3.2.1、図-3.2.2のようであり、空洞横断面内の側圧比（ $\lambda = \sigma_H / \sigma_V$ ）は、

ほぼ 0.7～1.3 の間にあるものが多い。これらのうち、側圧比が上記の範囲に入らない3地点（天山（ $\lambda = 1.4$ ）、俣野川（ $\lambda = 1.5$ ）、新高瀬川（ $\lambda = 0.3$ ））の地圧の作用方向と空洞の変形挙動について調べてみる。

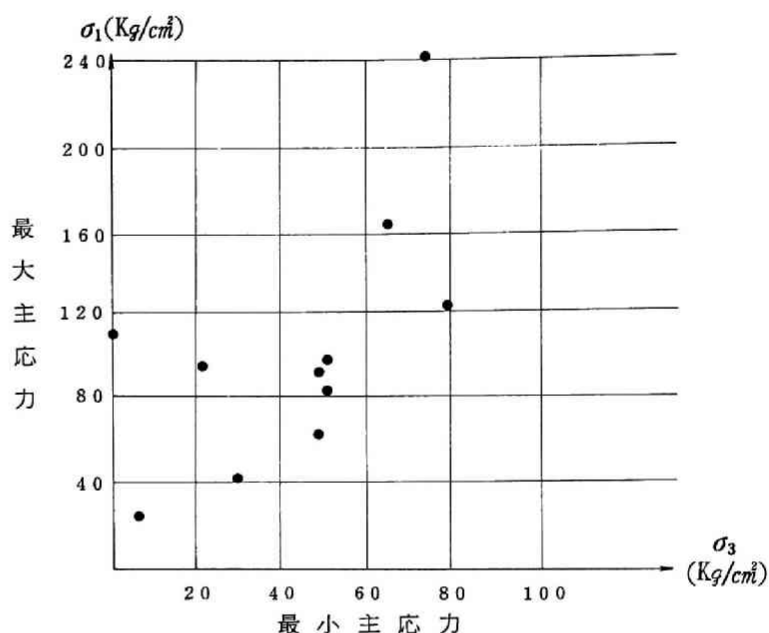


図-3.2.1 既設地下発電所の初期地圧測定結果

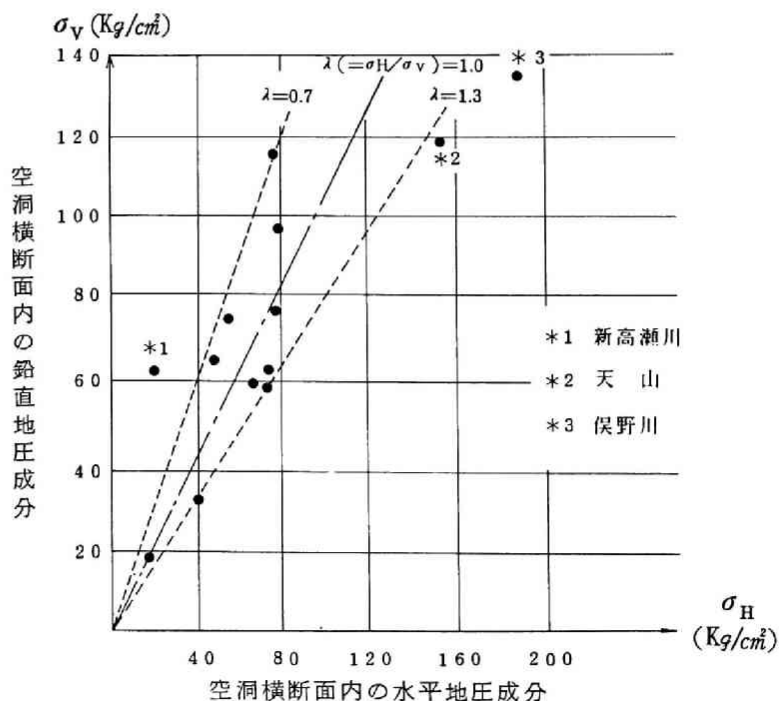
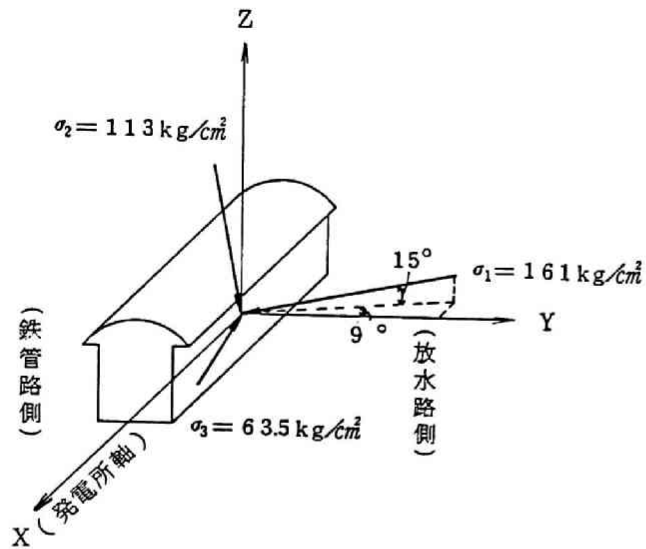


図-3.2.2 既設地下発電所空洞断面の水平、鉛直方向の地圧成分

1) 天山地下発電所（佐賀県、九州電力）

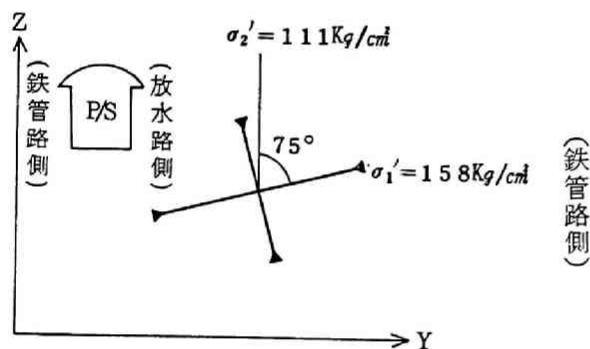
天山地下発電所の地質は比較的均一で堅硬な花崗閃緑岩であり、その初期地圧



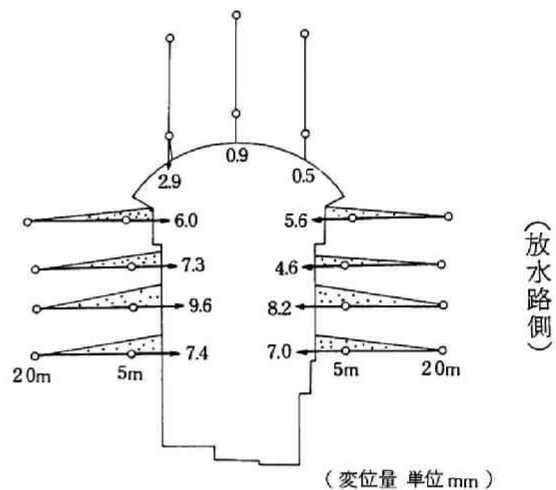
主応力の作用方向（圧縮を正とする）

測定結果は図-3.2.3のようである³⁾。

図より空洞横断面内の主応力は $\sigma_2 = 111 \text{ kgf/cm}^2$ に対し $\sigma_1 = 158 \text{ kgf/cm}^2$ となり、ほぼ水平方向の σ_1 が卓越していることがわかる。図-3.2.4は発電所中央断面での変位の測定結果⁴⁾であるが、側壁中央部の変位が大きく、特に山側（鉄管路側）の変形が大きいなど空洞の変形と地圧との関連がうかがえる。



発電所横断面内の地圧



（変位量 単位 mm）

図-3.2.3 初期地圧測定結果（天山地下発電所）

図-3.2.4 変位の測定結果

2) 俣野川地下発電所（鳥取県、中国電力）

俣野川地下発電所の地質も比較的均質な花崗岩から成り、初期地圧測定結果⁵⁾

は図-3.2.5のようになっている。図-3.2.6に空洞水平断面及び中央鉛直断面内の岩盤内変位測定結果⁵⁾を示した。図より空洞横断面内では、最大主応力方向が鉄管路側に傾いていること、水平断面では最大主応力が発電所軸と 65° の傾きをもっていることがわかる。これらの図を見ると山側（鉄管路側）の変形が川側（放水路側）に比べて全般的に大きいこと、B断面、C断面の鉄管路側及びA断面の

放水路側の変形が他に比べて顕著であり（図-3.2.6(1)）、これは最大主応力の作用方向とほぼ対応していること、鉄管路側アバット部の変位計測点①、②が本体掘削終了時にもまだ大きな変位増加を示していること（図-3.2.6(2)）など空洞の変形と地圧の作用方向との間に明らかな関連性が見られる。

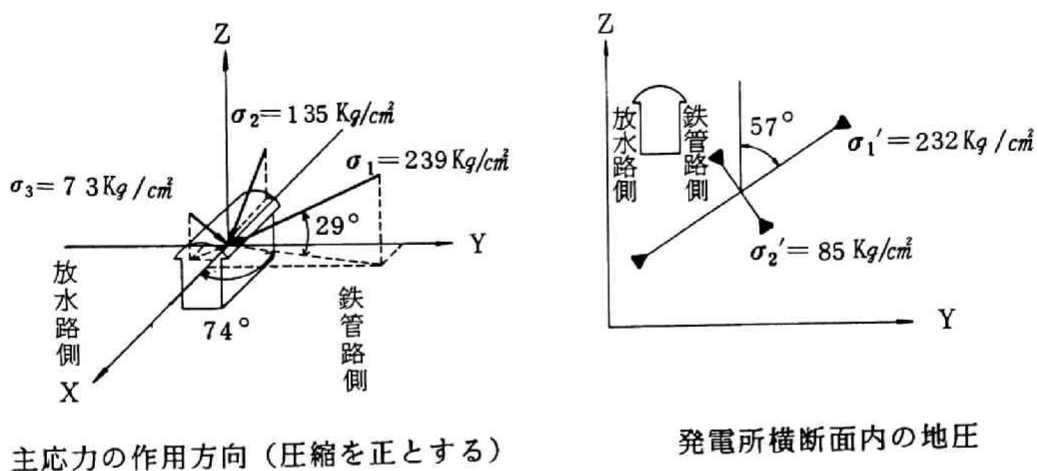
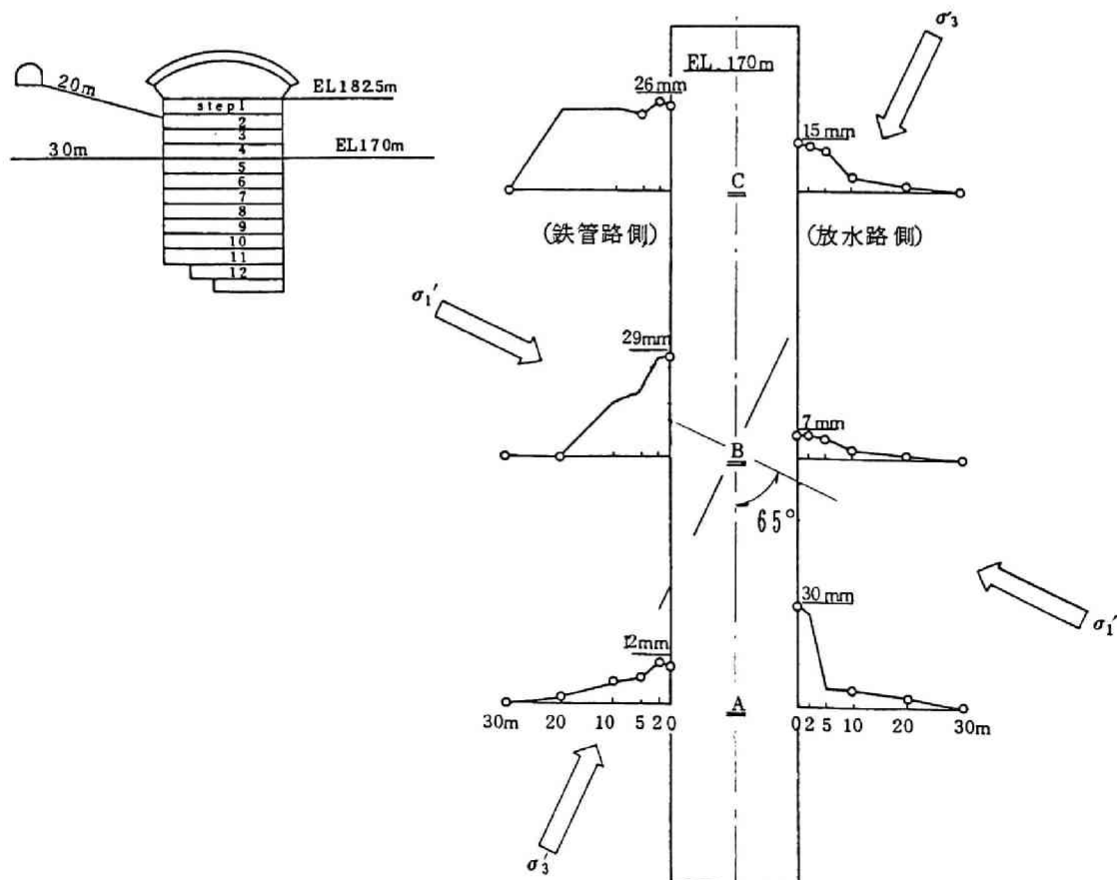


図-3.2.5 俣野川地下発電所における初期地圧測定結果



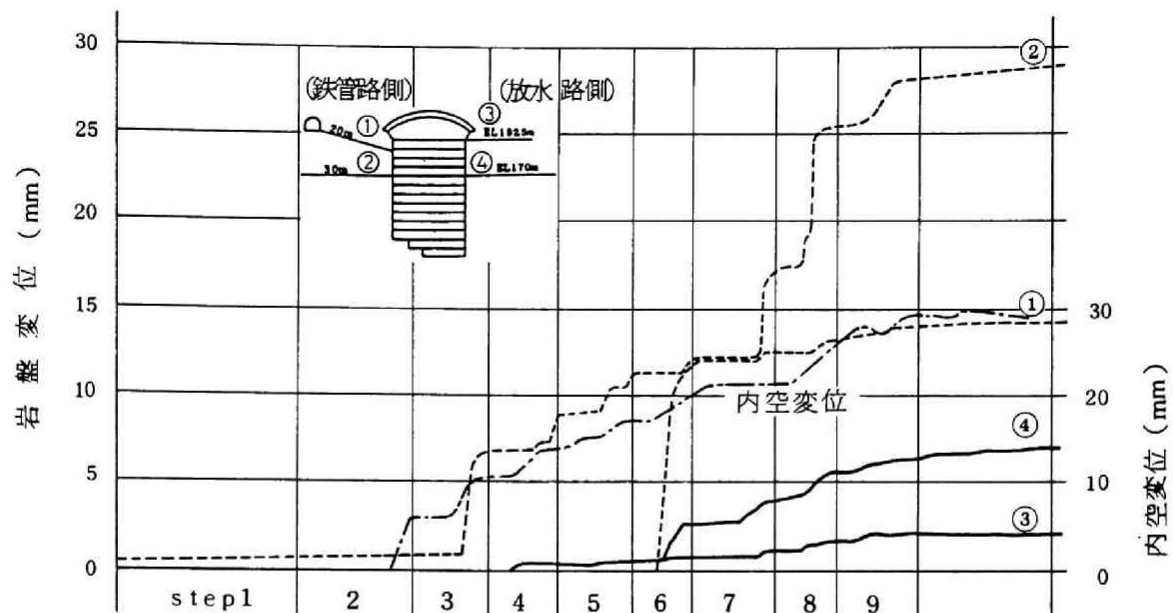
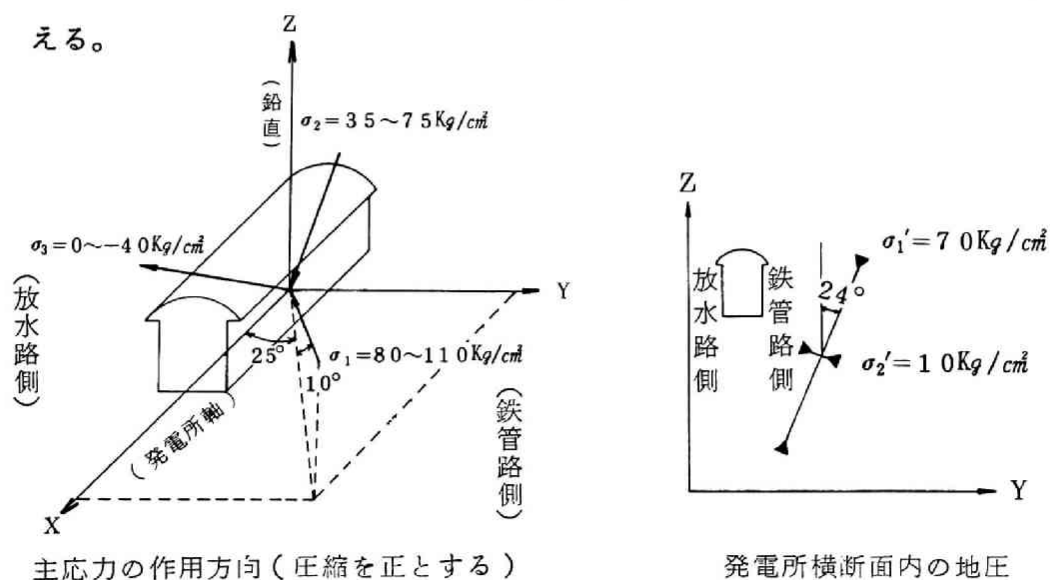


図-3. 2. 6(2) 俣野川地下発電所側壁岩盤変位（発電所中央断面）

3) 新高瀬川地下発電所（長野県、東京電力）

新高瀬川地下発電所の地質は比較的亀裂の多い花崗閃緑岩であり、初期地圧測定結果⁶⁾は図-3. 2. 7のようなものである。最大主応力が空洞長軸と約 25° の傾きをもっており、山側（鉄管路側）から作用していることがわかる。図-3. 2. 8は空洞水平断面での変位図であり、最大主応力方向の変位が大きくなっていることがうかがえる。



主応力の作用方向（圧縮を正とする）

発電所横断面内の地圧

図-3. 2. 7 初期地圧測定結果（新高瀬川地下発電所）

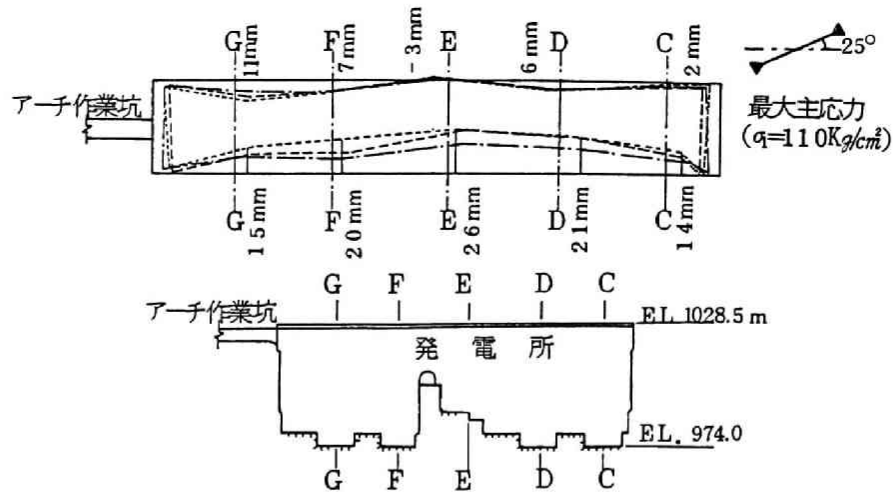


図-3.2.8 新高瀬川地下発電所空洞の平面変位分布

上記の3地点では発電所空洞の掘削時に、アーチコンクリートのクラック発生や側壁岩盤のはらみ出しなど何らかの変状が発生している。

このように、空洞の変形は地質状況とともに、地圧の作用方向や大きさによっても支配されていることがわかる。

3.2.2 空洞の安定解析における地圧の影響

次に空洞の安定解析における地圧の作用方向、大きさと空洞の変位との関係を単純化した平面2次元モデルにより検討してみる。

(1) 水平断面モデルによる検討

解析モデル及び地圧の作用方向は図-3.2.9に示す通り、弾性体内に3本の空洞が並設された場合を想定した。解析は平面内の2つの主応力 σ_1 と σ_2 の比(σ_1 / σ_2)を2.0に固定し、空洞長軸方向からの σ_1 の作用方向(θ)を $\theta = 0^\circ$ 、 45° 、 90° とした場合の変形量の差異を調べた。

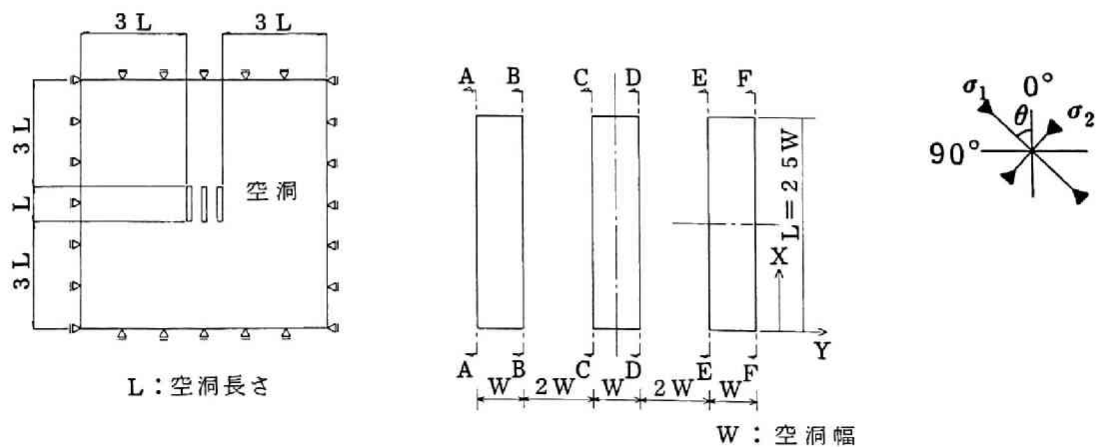
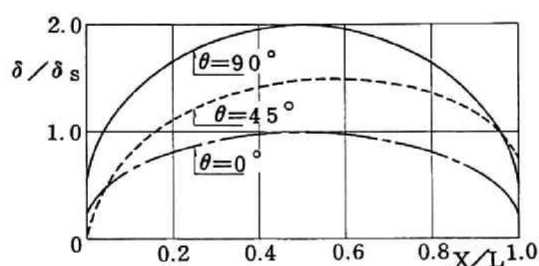
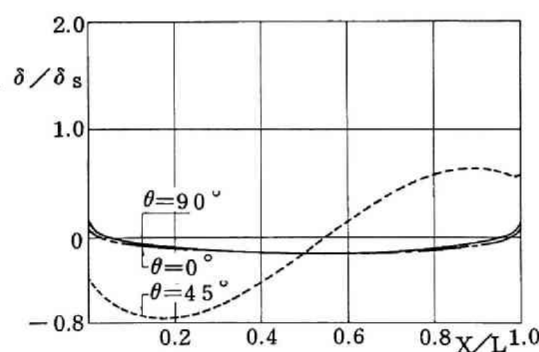


図-3.2.9 解析モデル

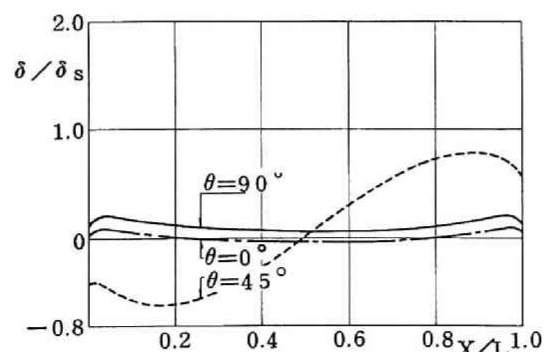
解析結果は図-3.2.10 に示したが、横軸は側壁上の任意点の、基準となる空洞端部からの位置 (x/L) であり、縦軸は $\theta = 0^\circ$ の時の側壁 A-A の最大変位 δ_s で正規化した側壁変位量である。図より $\theta = 0^\circ$ 、 90° のように初期地圧の作用方向が空洞と直角または平行になるときは、変形は当然のことながら側壁の位置にかかわらず、空洞中央 ($x/L = 0.5$) の位置に関して対称となる。しかしながら、 $\theta = 45^\circ$ のときは変位の最大値は空洞中央より空洞両端部に近いところで出現し、空洞側壁 B-B、C-C では空洞中央付近で変位が逆転する。このように地圧方向が空洞軸方向に斜交する場合には、空洞変位の非均一性、非対称性が予想され、安定解析にあたっては地質条件や不連続面の存在状態のほかにも、地圧の大きさ、作用方向を考慮に入れる必要がある。



(1) 側 壁 A-A



(2) 側 壁 B-B



(3) 側 壁 C-C

図-3.2.10 解析結果

(2) 鉛直断面モデルによる検討

均質な岩盤中に掘削される卵形の形状をもつ空洞モデルについて、側圧比の大きさと地圧の作用方向の差異が空洞の変形にどのような影響を与えるかについて検討した。

1) 側圧比 σ_x / σ_y の影響

断面内の鉛直方向、水平方向の初期地圧をそれぞれ σ_x 、 σ_y とし、 $\sigma_x / \sigma_y = 0.8, 1.0, 1.2$ の3ケースを解析し、その結果を図-3.2.11に示した。

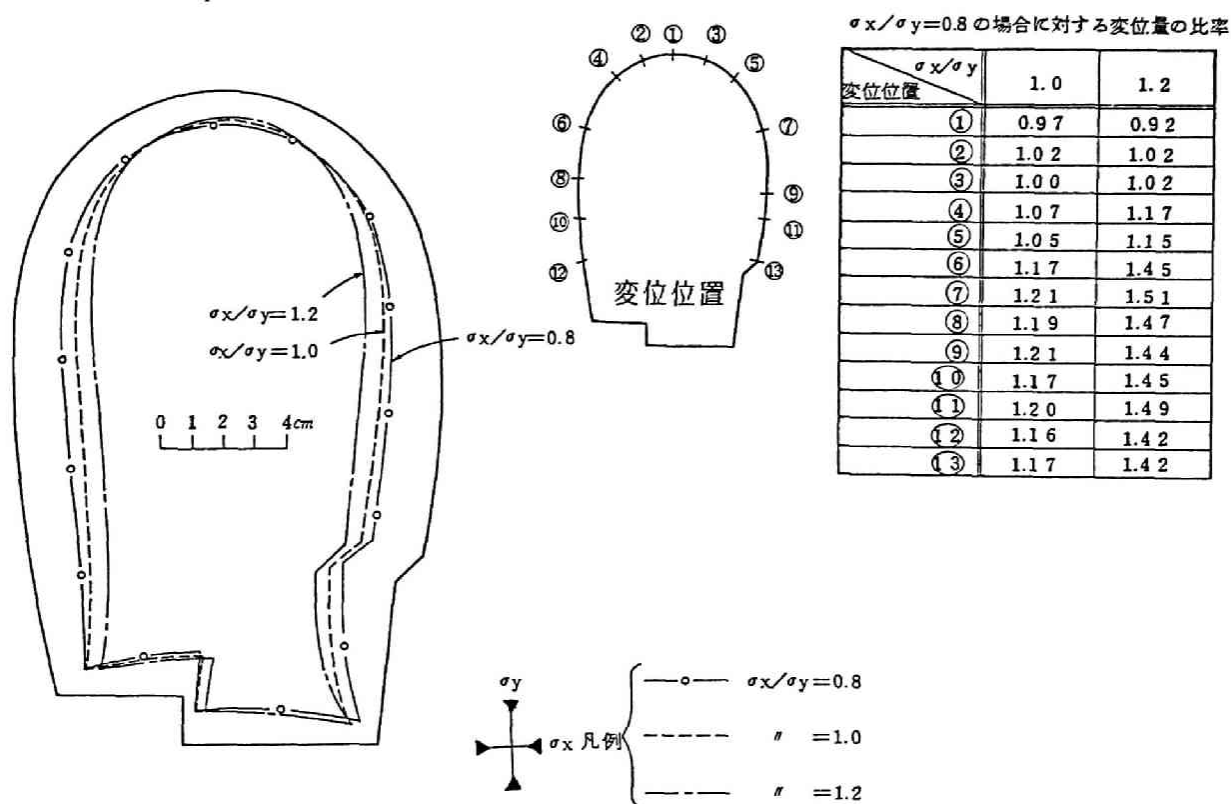


図-3.2.11 側圧比の違いによる壁面変位の比較

図-3.2.11 からアーチクラウン部では、 $\sigma_x / \sigma_y = 0.8$ から 1.0、1.2 と側圧比が大きくなるに従い、変位量はそれぞれ 3%、8% 減少するがアーチクラウン部を除くアーチ部（変位位置-②、③）では、 σ_x / σ_y の影響をほとんど受けないことがわかる。さらにアーチ肩部（変位位置-④、⑤）では、 $\sigma_x / \sigma_y = 0.8$ の場合に比べて $\sigma_x / \sigma_y = 1.0$ 、1.2 で変位量はそれぞれ約 5%、15% 増加し、側壁部（変位位置-⑥～⑬）では、 $\sigma_x / \sigma_y = 1.0$ 、1.2 では変位量はそれぞれ約 20%、50% 増加している。

以上のように空洞の変形状態、とくに側壁部の変位は側圧比、とくに水平地圧の大きさによってかなりの影響を受けることがわかる。

2) 地圧の作用方向の検討

次に断面内の最大主応力 σ_1 の鉛直方向からの角度を θ とし、 $\theta = 0^\circ$ 、 30° 、 60° 、 90° と変化させた4ケースについて解析し、その結果を図-3.2.12に示した。ただし、解析領域内で最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3 の大きさはそれぞれ一定で $\sigma_3 / \sigma_1 = 0.8$ とした。

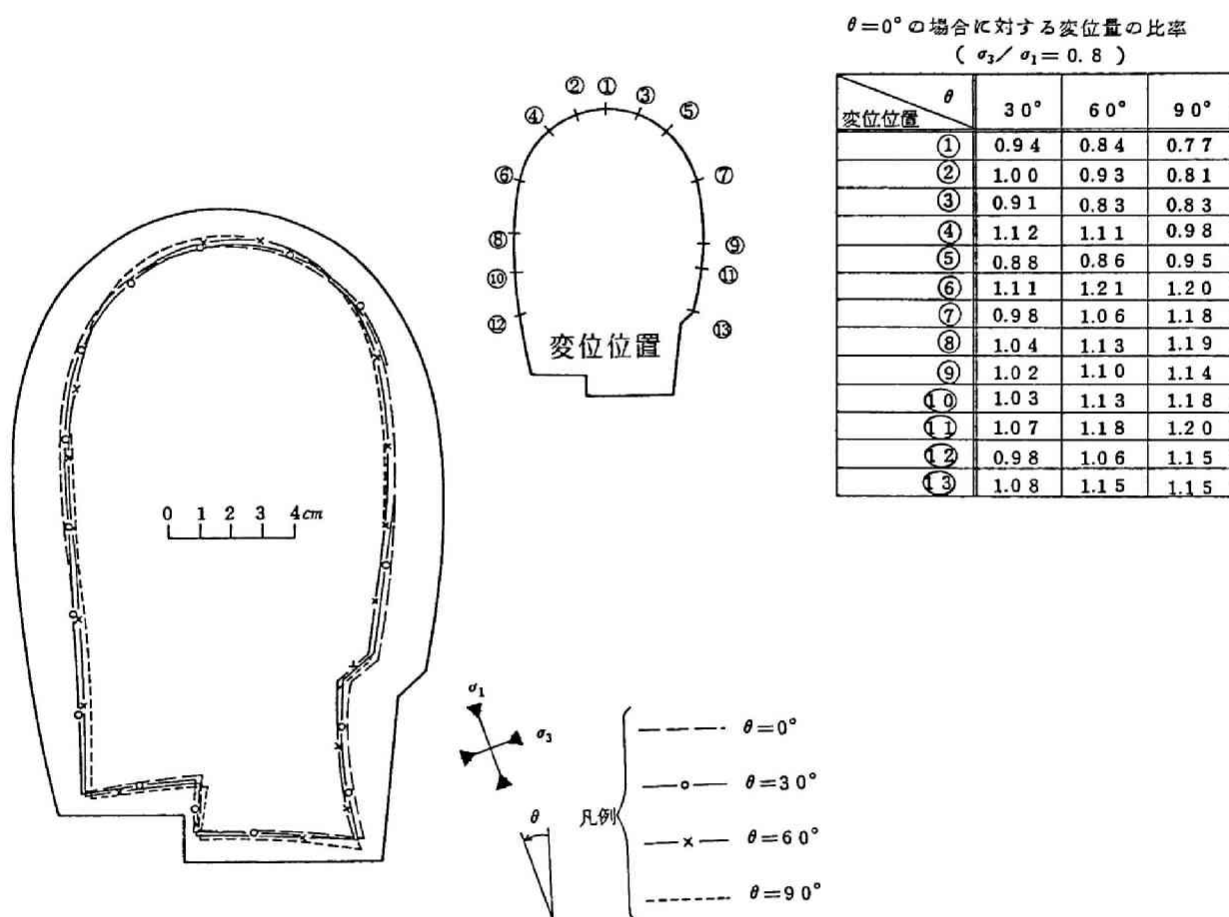


図-3.2.12 初期地圧の作用方向の違いによる壁面変位の比較

図-3.2.12 からアーチクラウン部付近(変位位置①～③)では、 $\theta = 0^\circ$ から $\theta = 30^\circ$ 、 60° 、 90° と変わるに従い、変位量は約10～20%減少するが側壁部では、 $\theta = 0^\circ$ から 90° まで変わるに従い、変位量は逆に約10～20%増加する。このように側壁部の変位に対する地圧の作用方向による影響は、前述の側圧比の差異による影響に比べると顕著ではないが、これは空洞の形状が卵形であることに

も起因するものと思われる。しかしながら、きのこ形空洞ではアーチアバット付近や直立した側壁部の変形は地圧の作用方向によりかなりの影響を受けることが予想される。

このように、空洞の安定解析を行う上では地圧の方向、大きさが解析結果にかなり影響を与えるため、地圧状態を事前に正確に求めておくことが精度の高い解析結果を得る上で重要である。

3.3 水圧破碎法による地圧測定

3.3.1 水圧破碎法

水圧破碎による地圧測定技術とは、ボーリング孔内の所定区間をパッカーでシールし、パッカー間に水圧を作用させて、孔壁周辺の岩盤内に小規模な亀裂を発生させ、その亀裂が開口・閉合する時の水圧及び発生した亀裂の走向・傾斜から岩盤内地圧を決定するものである（図-3.3.1）。

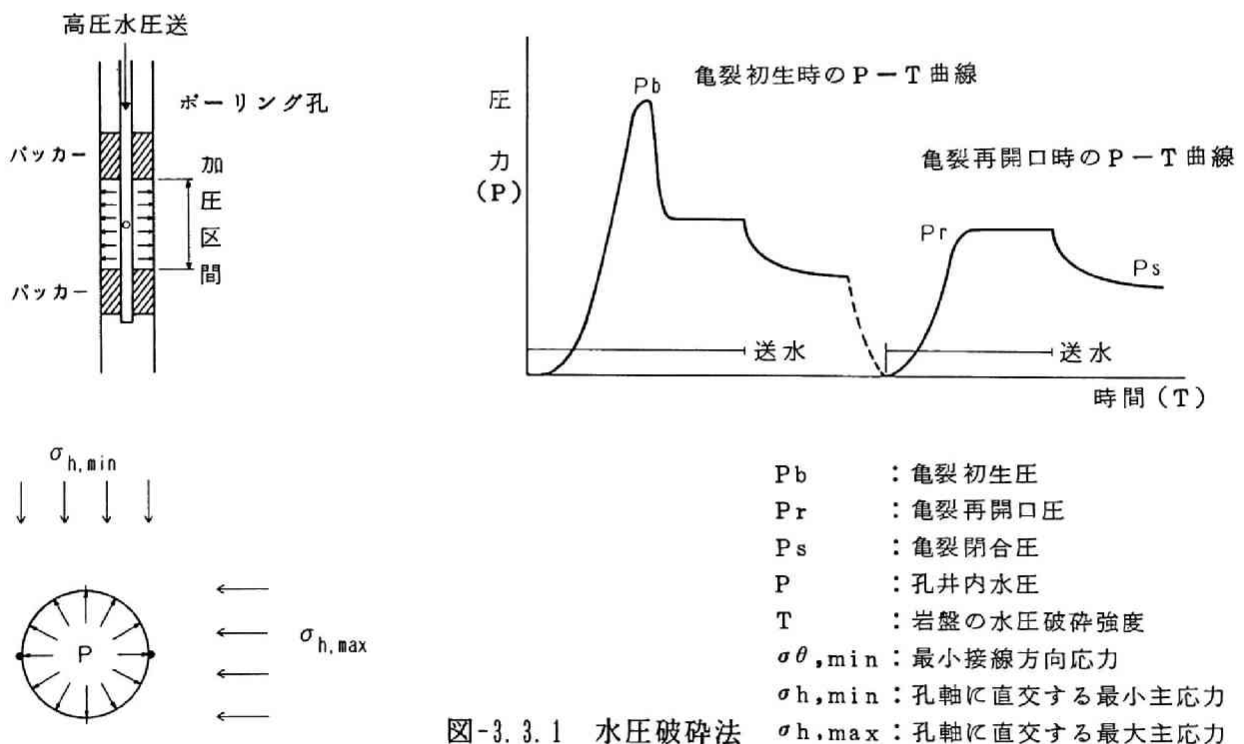


図-3.3.1 水圧破碎法

石油備蓄空洞の設計に関し、地表からの地質調査段階で広域の地圧場を調査する手段としてはボーリング孔を用いた水圧破碎法が最も適していると考えられる。その理由は、応力の直接測定法である水圧破碎法では、現地で直ちに地圧の解析ができるため、精度の高い地圧決定のために追加計測が必要であるか否かを現場で迅速に判断す

ることができること、さらに、操作が簡便で計測費も低廉なため、測定点数の増加によって広い範囲にわたっての地圧測定を行うことが容易であること、応力解放法等では深度が約30mを越えるとオーバーコアリングが技術的に困難になるばかりでなく、計測費が著しく増大し、実用的な地圧測定法としての意味がなくなるのに対し、水圧破碎法はその適用深度が大きいことなどが挙げられる。

しかしながら、我が国で地下空洞の設計に関連して、水圧破碎法による地圧測定を実施した例は少ない。そこで、水圧破碎法による精度の高い三次元地圧の測定、解析技術を実用化するため原位置での実測を中心とする検討を行うことにした。

3.3.2 水圧破碎法による三次元地圧の解析

Hubbert (1957)⁷⁾ 以来最近に至るまでの米国における水圧破碎法による地圧測定は、地圧の水平成分の地理的な分布を知ることが主眼とし、地表から鉛直方向に掘削した一本のボーリング孔中での測定例が多い。この場合、地圧の主応力の一つの方向が鉛直であり、大きさは被り圧相当、また他の二つの主応力の方向は孔井に垂直な水平面内に存在するという仮定を前提としている。しかし、地質的に安定した北米大陸とは異なり第三紀の地殻変動による残留地殻応力が存在する我が国の場合には、上述のような仮定が一般的に成立すると考えるのは困難である。このような仮定を必要としない三次元地圧測定法は、Mizuta (1980)⁸⁾、Kuriyagawa (1985)⁹⁾ らによって提案されているが、基本的にはHubbert の考え方を三次元に拡張したものである。

水圧破碎法による三次元地圧の解析法は次のような考え方に基づいている。

パッカーによって閉塞した孔井中の所定区間に一定流量で送水すると、区間内の水圧が上昇し遂には孔壁が破碎し、亀裂を生じる。この亀裂面は図-3.3.2に示すような二つのタイプに分類される。すなわち、孔井周囲の応力場に依存して孔軸方向に新たに開口する亀裂（以下たて亀裂と称する）と、天然の亀裂が開口し、一般には孔軸を横ぎる形で発生する亀裂（以下よこ亀裂と称する）の二者である。亀裂がいずれのタイプであったかは、水圧破碎前後に型取りパッカー等で調査した孔壁の亀裂形状を比較することによって決定できる。

図-3.3.3は、たて亀裂発生メカニズムを示したもので、Mizuta and Fairhurst (1983)¹⁰⁾ は、孔軸方向の地圧成分はたて亀裂の発生に関与しないことを示している

ことを示している。従って、たて亀裂の発生は、孔軸と直交する平面内の地圧の二つの主応力 σ_x 、 σ_y ($\sigma_x > \sigma_y$)によって生ずる円孔周囲の応力と、孔井内の水圧によって生ずる応力とを重ね合せた孔井周囲の応力場から説明できる。すなわち、水圧(P)が $3\sigma_y - \sigma_x + T$ (Tは岩盤の引張り強度)となったときに引張り破壊によってたて亀裂が発生する。さらに、一旦開いた亀裂は水圧を除去すると地圧の作用によって閉合し、これを再び加圧すると、この場合は既に亀裂が引張り強度を持たないため、水圧が $3\sigma_y - \sigma_x$ となったときに亀裂が再開口する。この水圧を亀裂再開口圧(P_r)

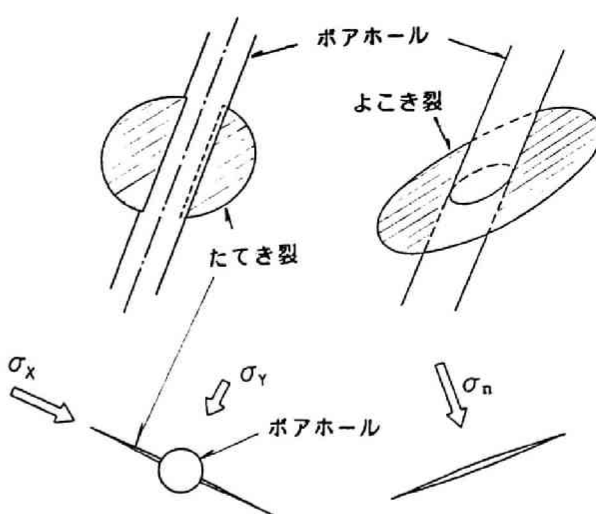


図-3.3.2 水圧破碎により発生する亀裂のタイプ

と称する。水圧破碎法では、原位置試験によってこの亀裂再開口圧を測定し、次の地圧成分に関する観測方程式をたてる。

$$P_r = 3\sigma_y - \sigma_x$$

(3.3.1)

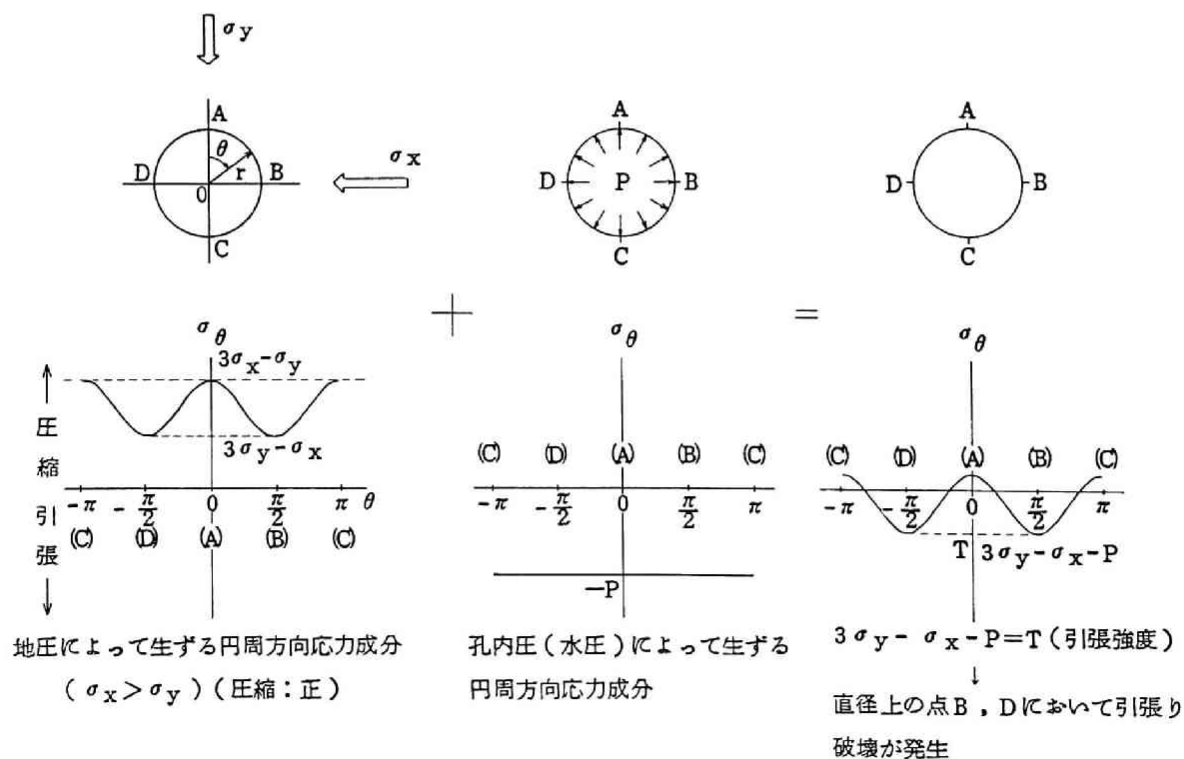


図-3.3.3 水圧破碎によるたて亀裂発生メカニズム (圧縮：正)

さらに、亀裂面（図-3.3.3に示すB、D两点を通る面）上ではせん断応力が0となる。

$$\tau_{xy} = 0 \quad (3.3.2)$$

一方、よこ亀裂は天然亀裂の開口であるため、上述のように亀裂再開口圧から直接成分を求めることができず、この場合には、亀裂閉合圧（ P_s ）を計測する。亀裂が開口した後に、送水配管系を閉じると亀裂内の水は徐々に岩体内に浸透し、水圧が減少することによって亀裂が閉合する。この亀裂が閉合する瞬間の圧力が亀裂閉合圧であり、これは亀裂面に垂直に作用する地圧成分（ σ_n ）に等しいと考えることができる。すなわち、

$$P_s = \sigma_n \quad (3.3.3)$$

三次元地圧の解析は、応力の独立な6成分を決定することであり、水圧破碎法では、方向の異なる複数本（通常3～4本）の孔井内で複数の亀裂を発生させることにより、（3.3.1）～（3.3.3）の様々な組み合わせによる6個以上の独立な観測方程式を得、これらを連立させることによって三次元地圧を決定する。

3.3.3 水圧破碎法による原位置地圧測定

水圧破碎法では、地圧測定のために生成亀裂面の走向・傾斜と共に、亀裂の生成に伴って得られる2つの水圧特性値（亀裂再開口圧、亀裂閉合圧）が必要である。亀裂再開口圧を精度良く求めるためには孔井掘削方向及び亀裂再開口時の適正な注水流量の選定が重要であり、ここでは原位置測定に先立って孔井方向と適正流量の選定法について検討を加える。

(1) 孔井掘削方向の選定

3.3.2節に示したように、よこ亀裂は地圧に関し、一つの情報しか与えないのに対し、たて亀裂は独立な二つの情報を与えることから、水圧破碎法の適用に当たってはたて亀裂の生成を期待することが多い。しかし、我が国でしばしば見られるような節理が発達した岩盤中では、たて亀裂を発生させるために必要な、先在亀裂のない充分な長さの加圧区間を選定することが困難な場合が多い。このような場合には、先在亀裂を積極的に利用し、応力の6成分を決定するのに必要な、方向の異なる少なくとも6枚以上の亀裂を開口させ、これらの亀裂閉合圧（ P_s ）を測定することによって地圧を決定することになる（Cornet (1981)¹¹⁾）。Cornetの方法を適用す

るためには、それぞれのよこ亀裂が単独で平面状に開口している必要があるが、孔軸に垂直に近い方向の節理の発達が著しい岩盤では、水圧の付加によって開口したよこ亀裂が岩盤内部の別の節理に接続してしまう可能性が高い。さらに、天然の節理が孔軸方向に卓越する場合には、見掛け上たて亀裂が生成されたように見えても先在亀裂が開口している場合がある。このようなたて亀裂は、孔軸を通過しない場合が多いため、見掛け上得られる亀裂再開口圧 (P_r) は解析には用いることができない。

以上の点を考えると孔井の方向は卓越亀裂の方向をできるだけ避けた方向に設けることが必要である。

さらに、三次元地圧を測定するためには複数の孔井（通常3～4本）が必要となるが、地圧の測定精度を高めるためには複数孔井を空間的に等間隔となるように、すなわち、いずれの2本の孔井が成す角度も同一となるように配置することが望ましい。従来のオーバーコアリング法による地圧測定では、複数孔井の軸線の先端を一点に集中させることが一般的であったが、これは各孔井の先端付近で応力解放試験を行うことにより、局所的な地圧を精度良く測定することを目的としているためである。しかし、水圧破碎法の場合、孔井の先端を一点に集中させたとしても、その付近で天然亀裂の分布が密であり測定が不可能となることもまれではない。従って、ある領域での平均的な地圧を精度良く求めるためには、複数孔井の先端を図-3

3.4のような相対的位置関係のもとに先端放射型の配置とし、各孔井中でできるだけ多くの測定が実施できるようにすることが望ましい。さらに孔口を一点に集中させることによって、調査坑内でのボーリング作業上の制約条件も緩和できる。この場合、対象地点の卓越亀裂の方向を避け、上述のような孔井配置を選定するには、事前に亀裂の卓越方向について十分な調査をしておくことが必要である。

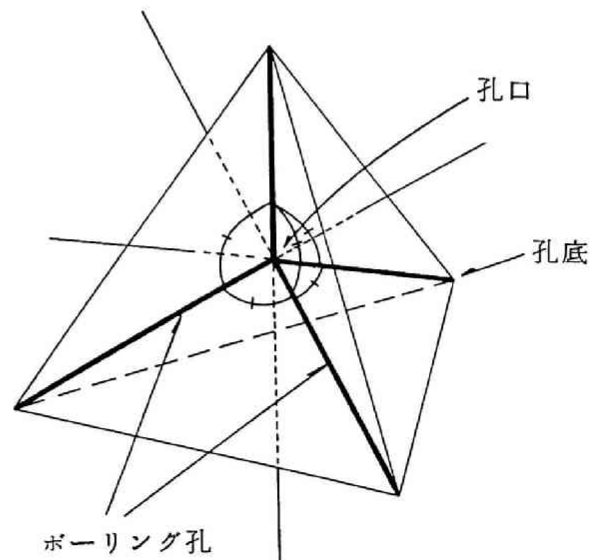


図-3.3.4 4孔井の相対配置

(2) 亀裂再開口時の適正流量の選定

亀裂再開口圧 (P_r) は、図-3.3.1に示したように亀裂再開口時の圧力～時間曲線 ($P-T$ 曲線) が、亀裂初生時の $P-T$ 曲線から離脱する圧力をもって決定する (Hickman and Zoback, 1981)¹²⁾。しかしながら亀裂の開口、閉合の過程で、亀裂が開口した後に水圧を除去しても、亀裂はその中に入り込んだ微小な岩粉や微細なせん断変形によるのり上げ等により必ずしも完全に閉合しないため、亀裂再開口時の注入水の一部は亀裂面から岩体中に逸流することがある。注入流量が少ない場合には、この逸流によって $P-T$ 曲線の勾配が小さくなり、上記のHickmanらの方法に基づく亀裂再開口圧の決定が著しく困難になる。この問題を解決するためには、亀裂の再開口だけに起因する $P-T$ 曲線の勾配の減少を明瞭に検知できるように適切な注入流量を選定する必要がある。

原位置で上記の適正流量を選定するためには以下のような方法が望ましいと考えられる。図-3.3.5(a) は逸流がないとした場合の亀裂再開口時の圧力勾配 ($\Delta P / \Delta T$) の理論直線である。この直

線は亀裂初生時の圧力勾配を示す点を通り、両対数グラフ上では傾きが1となる。今、流量が小さい場合には、図-3.3.5(b) の各 $P-T$ 曲線の圧力勾配は逸流の影響によって図-3.3.5(a) の理論直線以下の値を示す。ここで、それ以上の流量になると圧力勾配の実測値が理論直線に十分漸近するような流量を Q_{cri} とすると、 Q_{cri} 以上では、亀裂を再開口するための水圧増加に必要な注水量に比べ逸水流量は無視し得ると考えられる。そこで原位置測定に際しては、

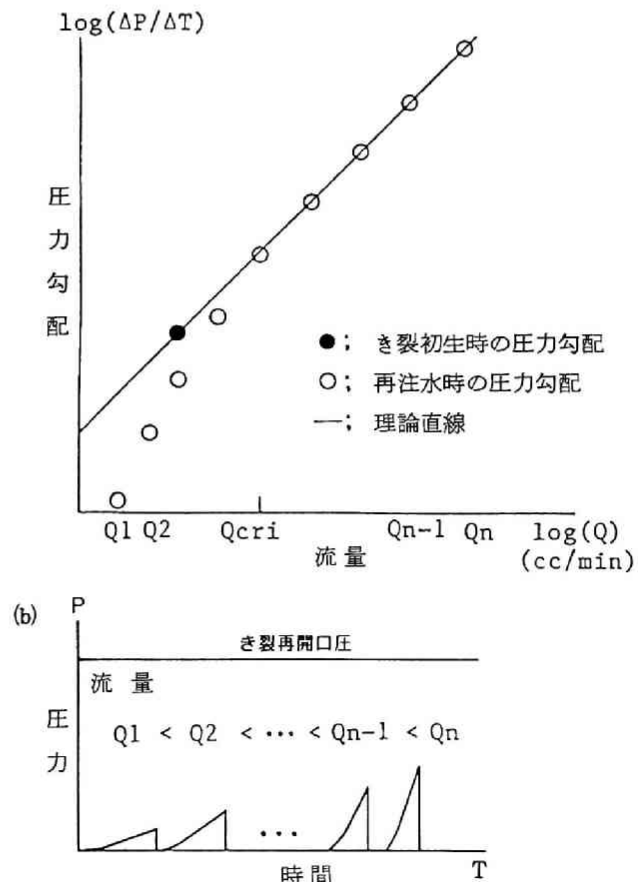


図-3.3.5 水圧破碎における適正流量設定法

変化させながら図-3.3.5(a)を作成し、 Q_{cri} を求めめることにした。ただし、過大流量になると、孔壁に新たに二次亀裂が生成する可能性が高くなるので、注意が必要である。このように決定した適正流量で亀裂再開口試験を行えば、図-3.3.6に示すように、 $P-T$ 曲線が直線部分から離脱する圧力をもって亀裂再開口圧を十分な精度で決定することができる。

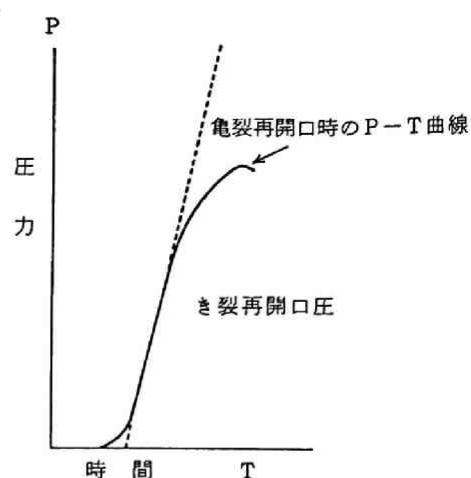


図-3.3.6 亀裂再開口圧の決定法

3.3.4 地圧測定結果及び考察

水圧破碎による三次元地圧測定法の実用性を検証するため、別にオーバーコアリング法（以下O.C法と略称する）による地圧測定が実施されている2地点で、前述の検討結果をふまえた水圧破碎試験を実施した。^{13) ~15)}

(1) 岩手県久慈における測定

対象とした岩盤はほぼ均質な花崗岩であるが、亀裂が発達し、平均RQDは60%~80%程度であった。測定位置を図-3.3.7に、試験用孔井配置を図-3.3.8に示す。表-3.3.1に地圧解析結果を、また図-3.3.9には主応力の方向を示した。表-3.3.1及び図-3.3.9にはほぼ同一地点で実施したO.C法による地圧解析結果も併記した。O.C法による測定は、3孔井中で合計9台の8成分ひずみ計を用いた多数の地圧測定をしており、結果の信頼性は高いものといえる。両者の結果が表-3.3.1及び図-3.3.9の通り良い一致を示していることは今回実施した水圧破碎法の精度の高さを実証するものと考えられる。

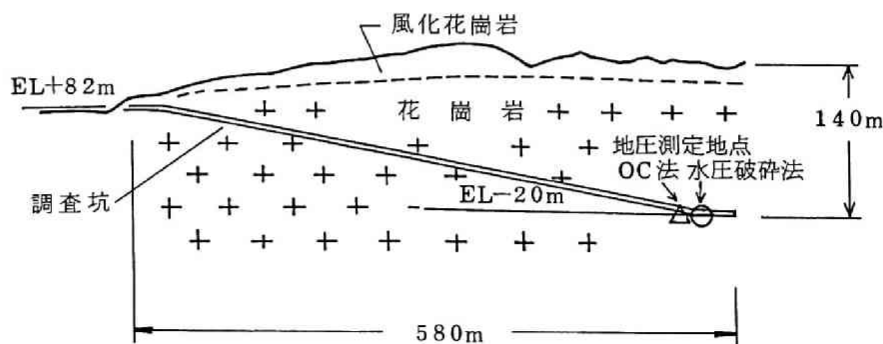


図-3.3.7 測定位置

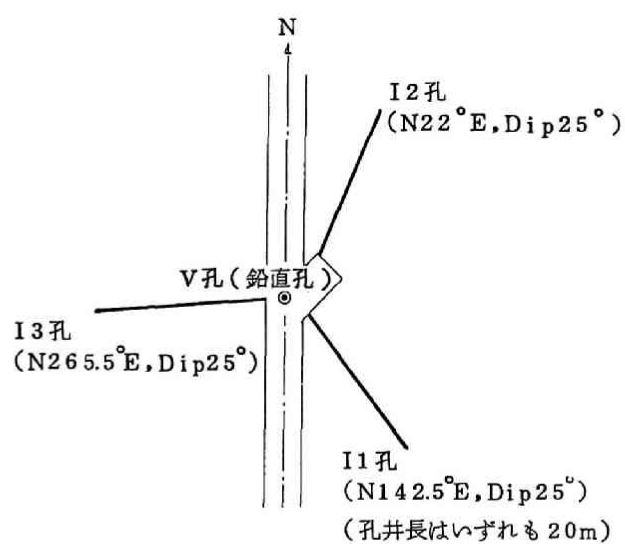


図-3.3.8 孔 井 配 置

表-3.3.1 三次元地圧解析結果
(MPa)

応 力	水圧破砕法	オーバーコアリング法
σ_N	3.10 ± 0.21	2.95
σ_E	2.44 ± 0.13	3.02
σ_V	3.26 ± 0.15	3.27
τ_{NE}	0.48 ± 0.07	0.21
τ_{EV}	-0.85 ± 0.12	-0.80
τ_{VN}	-0.14 ± 0.09	-0.40
σ_1	3.96	4.12
σ_2	3.02	2.80
σ_3	1.82	2.32

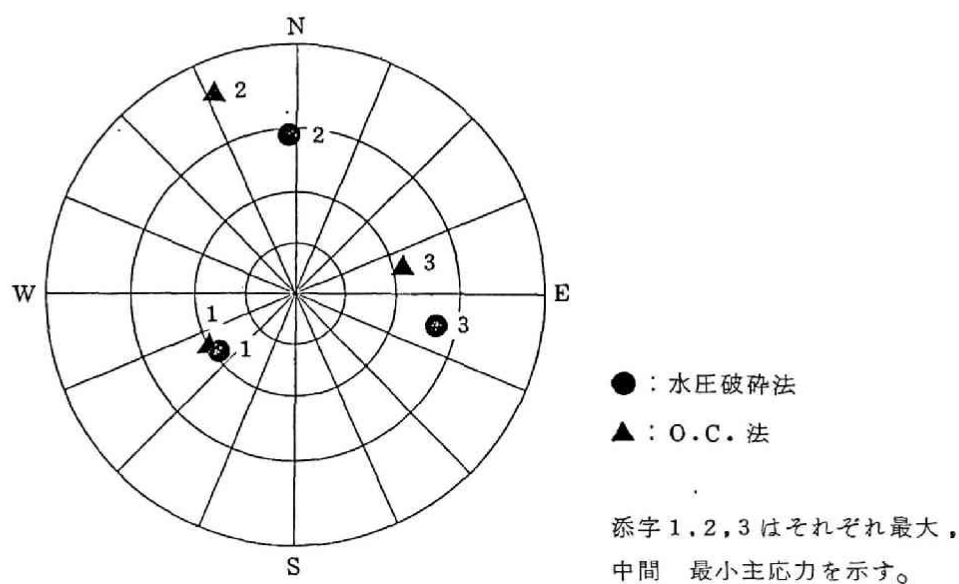


図-3.3.9 主 応 力 方 向

(2) 栃木県塩原における測定

試験位置の岩盤はRQDが30%~50%と節理の発達ที่著しい流紋岩である。測定位置を図-3.3.10に測定用孔井配置を図-3.3.11に示した。表-3.3.2、図-3.3.12には、地圧解析結果を、同一地点で実施したO.C法による結果と共に示した。O.C法による地圧測定結果の解析は、節理が著しく発達していたため困難を極め、解析に要する最小データ数で結果を求めざるを得なかった。水圧破碎法では4本の孔井に対し合計22回の測定を実施し、生成した亀裂のうち、信頼性が高いと思われるたて亀裂6枚とよこ亀裂2枚のデータから地圧解析を行った。この結果をO.C法の結果と比較してみると以下のような特徴が認められる。まず、主応力の大きさについてみると、水圧破碎法の結果はO.C法の結果に比べ、30%程度小さい値を示している。これは、O.C法は応力の間接測定法であり、応力解放によって生じた解放ひずみに較正係数を乗じて地圧を求めているためであろう。すなわち、解放ひずみ量は節理の発達した岩盤に対して測定された量であるのに対し、較正係数はひずみ計が埋設された岩石コアの室内試験によって求めるため、O.C法の解析結果は実際の地圧より高めの値を与えている可能性がある。一方、図-3.3.12に示した主応力の方向についてみると、大きさがほぼ同程度である最大主応力と中間主応力とが入れ替わる可能性があることを考えると、水圧破碎法とO.C法による主応力方向は、比較的良い一致を示していると考えられる。

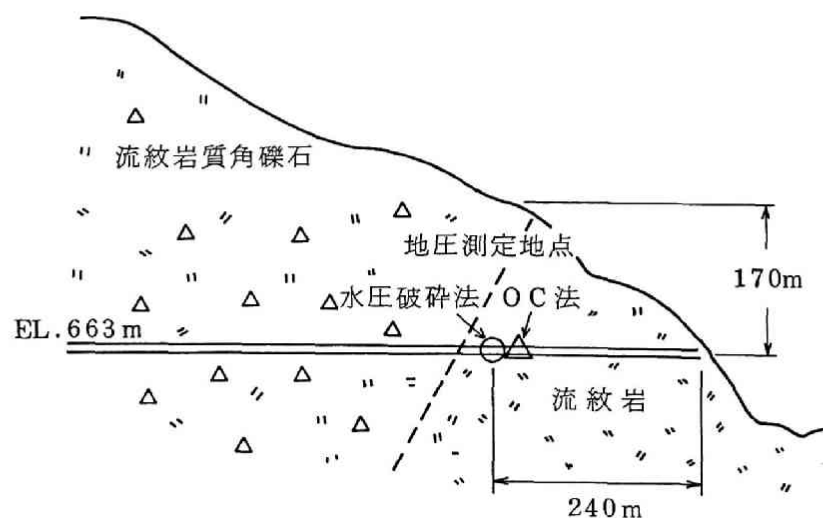


図-3.3.10 測定位置

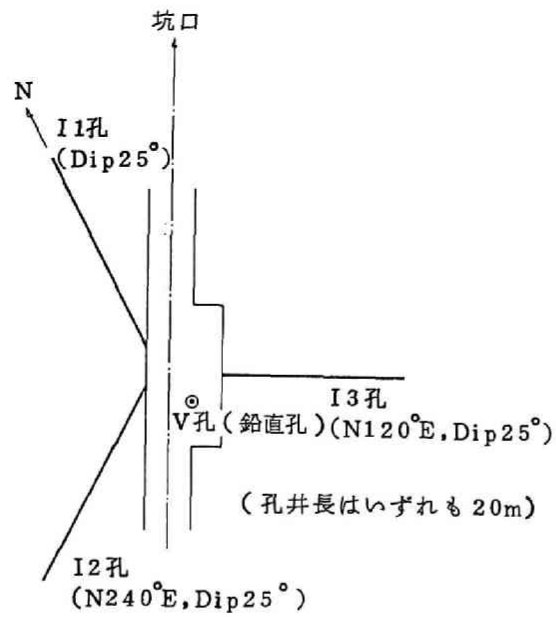


図-3.3.11 孔 井 配 置

表-3.3.2 三次元地圧解析結果

(MPa)

応 力	水圧破砕法	オーバーコアリング法
σ_N	3.85 ± 0.54	4.43
σ_E	2.24 ± 0.25	1.75
σ_V	2.44 ± 0.28	5.19
τ_{NE}	0.29 ± 0.16	-0.28
τ_{EV}	0.27 ± 0.17	0.01
τ_{VN}	0.21 ± 0.23	0.19
σ_1	3.91	5.23
σ_2	2.64	4.42
σ_3	1.98	1.72

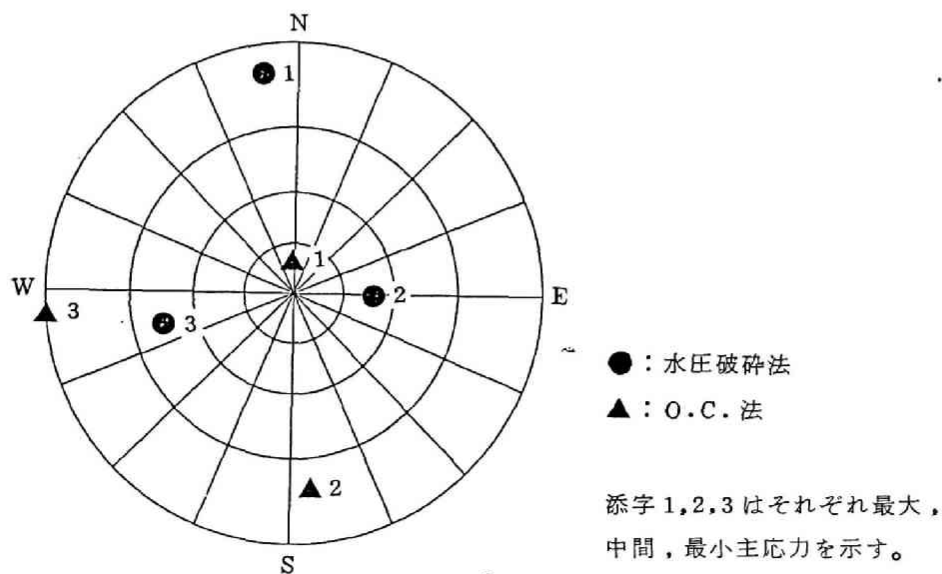


図-3.3.12 主 応 力 方 向

(3) 亀裂閉合圧の評価法

3.3.2節に記述した通り、水圧破碎によって生成した亀裂がよこ亀裂であった場合には、2つの水圧特性値のうち亀裂閉合圧を測定し、地圧解析を行う必要がある。前述の2ヵ所での現場計測を通じて、自然の先在亀裂が多い場合には、理想的なたて亀裂の発生だけを期待することはできず、よこ亀裂に対する水圧特性値を用いる必要性が高いこと、すなわち亀裂閉合圧の評価が重要となることが判明した。この亀裂閉合圧の求め方としては、これまで5種類の方法が提案されているが、¹⁶⁾ ~ ²⁰⁾ Aamodt・厨川(1981)¹⁹⁾ が提案した方法を除くといずれも物理的根拠に乏しい。Aamodtらの方法は、基本的には石油井における回復試験結果から貯留層の平均圧力を解析する際に多用されるMuskatの方法に拠っている。Muskatの方法は、石油貯留層に対し回復試験を行うと、孔井内で測定した圧力から平均貯留層圧を減じた圧力の経時変化は片対数グラフ上で直線を成すという理論に基づき、試験結果のパラメータ解析によって平均貯留層圧を推定するものである。Aamodtらの方法ではMuskat法における「貯留層」を「水圧破碎によって生成した亀裂」に、また「平均貯留層圧力」を「岩盤内の間隙水圧(P_n)」に置き替え、パラメータ解析により適当な間隙水圧 P_n を求め、亀裂閉合時の水圧(P)をMuskatと同様の形式でプロットして図-3.3.13を作成する。ある時点以降の水圧計測値は直線を成し、この直線部を図の原点側に延長し、送水停止のため配管系を閉じた時点($t=0$)での圧力($P_s - P_n$)から亀裂閉合圧(P_s)を求めるという手順をとっている。

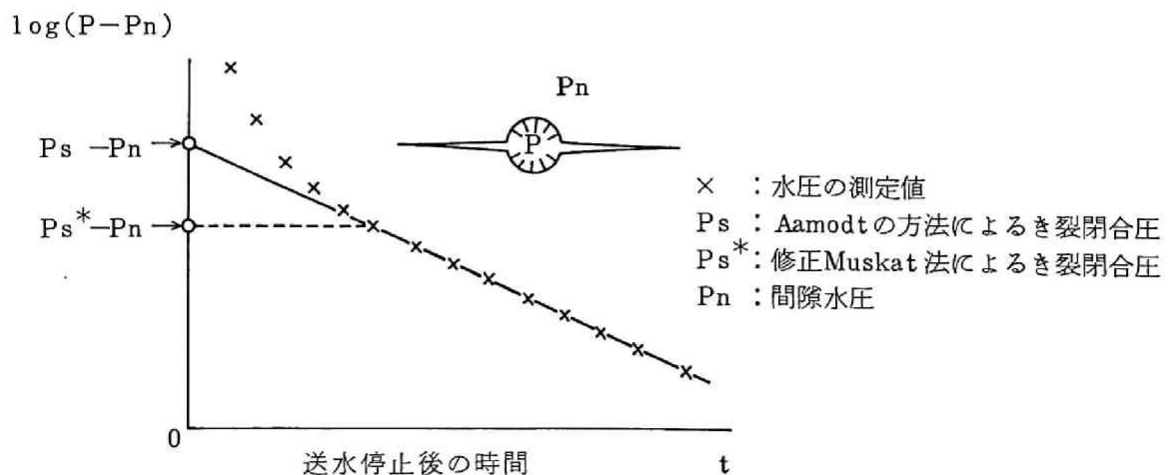


図-3.3.13 亀裂閉合圧 P_s の求め方

したシリンダー中に設けた棒（ストッパー）は、このように亀裂閉合時に亀裂が完全に閉合しないことを現している。送水配管系を閉じピストンが右に移動しストッパーに接触した瞬間には、亀裂内の水の流れによる圧力損失は零となり、またストッパーの担う力も零であるため、水圧 P は地圧成分 σ_n に等しくなる。次に、ピストンがストッパーに接触した瞬間以降はシリンダーの内容積、すなわち亀裂の内容積は変化せず、圧力低下は亀裂面を介して水が岩盤内へ漏出することによってのみ生ずる。この場合の圧力の測定値はMuskatの考え方に従うと図-3.3.13の直線部にのるはずである。従って、ピストンがストッパーに接触した瞬間は圧力の測定値が図の直線にのってくる時点をもって決定することが出来る。以上の考察に基づけば、亀裂閉合圧はAamodtらの提案するように $t = 0$ の時点で求めるのではなく、測定値が直線にのってくる瞬間に対応する圧力を持って決定すべきであると考えられる。このような亀裂閉合圧の求め方を以下では修正 Muskat 法と称する。

2) 修正 Muskat 法の適用

亀裂閉合圧の解析に修正Muskat法を適用し、久慈地区での三次元地圧の解析を行った結果を表-3.3.3の③欄に示した。Aamodtらの方法で求めた亀裂閉合圧を用いて解析した地圧解析結果を②欄に併記したが、④欄のオーバーコアリング法の結果と比較すると、修正Muskat法による結果がAamodtらの方法による結果と比べ、より正確な地圧状態を示していると判断される。さらに、各地圧成分の右に示した解析誤差の推定値はいずれもAamodt法より小さくなっており、解析精度も向上していることが分る。このような結果は、塩原地点で実施した原位置試験の解析でも得られた。なお、前述の表-3.3.1、表-3.3.2に示した地圧測定結果はいずれも修正Muskat法を適用して求めた値である。

以上のような結果から、水圧破碎法による地圧測定結果はオーバーコアリング法による結果ともほぼ一致し、測定精度も今回提案したような方法を採用することでかなり向上することがわかった。従って水封式岩盤タンク的设计などに必要な広域の地圧を調査する方法として水圧破碎法の実用性が確かめられたものと考えられる。

3.4 結 言

本章ではまず空洞の安定性に与える地圧の影響について検討し、ボーリング孔を利用した広域地圧の測定法として優れていると思われる水圧破碎法について、その実用性を確かめ、より精度の高い地圧決定法について検討した結果を述べた。得られた結果をまとめて以下に示す。

- (1) 既設の地下発電所では、空洞の長軸方向を初期地圧の最大主応力方向に出来るだけ近づけ、空洞横断面内の側圧比 (σ_H / σ_V) が 0.7～1.3の範囲に入るよう空洞を配置することが良いようである。このような配置からはずれた地下発電所について詳細に検討してみると、何らかの空洞の変状が発生しており、空洞の変形と地圧が密接に関連していることが明らかとなった。
- (2) 安定解析結果に与える主応力方向、側圧比について弾性モデルに対するパラメータ解析を行い、主応力方向と空洞変位及び側圧比と空洞側壁の変形の関連性について示した。
- (3) 水圧破碎法による地圧測定に関して、測定実施上重要となる孔井配置については測定位置の亀裂卓越方向を避ける必要があることを指摘し、精度の高い測定のためには孔井を先端放射型の配置にすることが望ましいことを示した。さらに亀裂再開口圧の正確な決定に重要となる亀裂再開口時の注水流量について、適正流量の設定法を提案した。
- (4) 以上の検討結果を基に、別途にオーバーコアリング法による地圧測定が実施されている2地点で水圧破碎法による地圧測定を実施した。この結果、亀裂の発達した均質な花崗岩の岩体での測定では、上記の二つの方法による測定結果が地圧の方向、大きさ共にほぼ一致することを確認した。また、極めて亀裂の多い流紋岩の岩体中での測定結果は主応力方向については双方の測定結果が良い対応を示したが、地圧の大きさについてはオーバーコアリング法による測定結果の方が高い値となった。これは地圧の直接測定法である水圧破碎法に比べると、オーバーコアリング法では、解析上岩盤の弾性係数が介在するため亀裂の多い岩盤に対しては、実際より高めの地圧が得られる可能性を示唆している。
- (5) 亀裂の多い岩盤での水圧破碎では、地圧解析に際して、亀裂閉合圧の評価が重要

であることを示した。従来多用されているMuskat法は亀裂閉合圧が大きめに評価されていることがわかり、これを修正した新しい亀裂閉合圧の求め方（修正Muskat法）を提案した。2地点での実測結果から修正Muskat法の方が従来のMuskat法より地圧解析結果の精度が高いことを確かめた。以上のことから、測定及び解析に際して、今回提案したような方法を用いることにより広域の地圧を水圧破碎法によって精度良く、実用的に求めることが可能となったと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 本島、日比野：岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動と安定性（その1）－既設揚水発電所地下空洞の実験調査と数値解析による安定性検討－、電力中央研究所報告、Na385041（1986）
- 2) 本島、日比野：岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動と安定性（その2）－既設揚水発電所地下空洞の実測結果による岩盤挙動の検討－、電力中央研究所報告、Na385042（1986）
- 3) 藤本、久田：天山地下発電所の設計と施工について、電力土木、No189、pp.73～83（1984）
- 4) 本島、日比野：天山発電所地下空洞掘削時の岩盤挙動－花崗閃緑岩内の大規模空洞の掘削－電力中央研究所報告、Na384014（1984）
- 5) 本島、日比野、金川：俣野川発電所地下空洞掘削時の岩盤挙動、電力中央研究所報告、Na382057（1983）
- 6) 御牧、片野、上条、舎川：新高瀬川地下発電所の調査、設計および掘削時の挙動、土質工学ケースヒストリー集（第1集）、pp.643-712、土質工学会（1983）
- 7) Hubbert, M. K. and D. G. Willis: Mechanics of hydraulic fracturing, Trans. A. I. M. E., Vol. 210（1957）
- 8) Mizuta, Y. and H. Kobayashi: Improved stress determination procedures by hydraulic fracturing, Technical Report to the U. S.（1980）
Geological Survey, NaU. S. D. I -14-08-0001-17775
- 9) Kuriyagawa, M. et al. : Determanation of in-situ stress to predict

- the direction of hydraulically created fracture for the developmennt of hot dry rock geothermal reservoir, GRC Annual Meeting (1985)
- 10) Mizuta, Y. and C. Fairhurst : Rock mass behaviour coupled with pressurized water flowing through the fracture, Proc. 1st Japan-U. S. Joint Seminar on Hydraulic Fracturing annd Geothermal Energy (1983)
 - 11) Cornet, F. H. : Analysis of Injection Tests for In-Situ Stress Determination, Proceedings, Workshop on Hydraulic Stress Measurement (1981)
 - 12) Hickman, S. H. and Zoback, M. D. : The interpretation of hydraulic fracturing pressure-time data for in-situ stress determination, Proceedings, Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements (1981)
 - 13) 日比谷、渥美、青木 : 水圧破碎法による三次元地圧測定結果、土木学会第41回年次学術講演会、第3部、pp. 665~666 (1986)
 - 14) 日比谷、渥美、青木 : 節理性岩盤内での水圧破碎による地圧測定、第19回岩盤力学に関するシンポジウム、pp. 66 ~70 (1987)
 - 15) 青木、日比谷、渥美 : 岩盤内地圧測定法としての水圧破碎法の適用性について、鹿島建設技術研究所年報、Vol. 35 (1987)
 - 16) Gronseth, J. M., and Kry, P. R. : Instantaneous shut-in pressure and its relationship to the minimum in-situ stree, Proceedings of the Workshop Measurements, U. S. Nat. Comm. on Rock Mech., Wash., D. C. (1982)
 - 17) Doe, T. and others : Determination of the state of stress at the Stripa Mine, Sweden, Proceedings of the Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U. S. Nat. Comm. on Rock Mech., Wash., D. C. (1982)
 - 18) McLennan, J. D., and Roegiers, J. -C. : Do instantaneous shut-in pressures accurately represent the minimum principal stress, Proceedings of the Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U. S. Nat. Comm. on Rock Mech., Wash., D. C. (1982)
 - 19) Aamodt, L. and Kuriyagawa, M. : Mesurement of instantaneous shut-in pressure in crystalline rock, Proceedings of the Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U. S. Nat. Comm. on Rock Mech., Wash., D. C.

(1982)

- 20) Haimson, B. C. : Stress measurements down to 1.5 km in the Precambrian granite of northern Illinois, J. Geophys. Res. (1982)
- 21) 日比谷、渥美、青木：水圧破碎時のき裂再開口圧について、土木学会第40回年次学術講演会、第3部、pp. 723～ 724 (1985)
- 22) K. Hibiya, H. Atsumi, K. Aoki : In Situ Tectonic Stress Measurement by Hydraulic Fracturing Method, 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics (1987)

第4章 空洞周辺の緩み領域の解析

4.1 緒言

岩盤内に空洞を掘削すると、周辺岩盤の一部は応力状態の変化によって損傷し、その結果、緩み領域が形成される。空洞周辺の緩み領域の範囲や緩みに起因する岩盤の挙動を知ることは空洞の形状、隣接する空洞間の間隔、岩盤補強の方法などを決定する上で重要である。

緩み領域においては既存の割れ目が開口すると共に新規の割れ目が数多く発生しており、岩盤は一種の破壊状態にあると推定されるが、強度を全く失っているのではなく、もともとの岩盤の破壊強度よりも低い強度を有していて一定の地圧を受け持っている。掘削の進行と共にこのような緩み領域は壁面から奥に進展し、これに伴い緩み領域内の地圧は順次岩盤の内部へ配分されて空洞の周辺に接線方向応力の集中域が形成される。このような応力が平衡状態に達することで、緩みの進展が停止し空洞の安定が保持されると考えることができる。従って、緩み領域の範囲や空洞周辺の地圧状態について精度の高い予測を行うためには、上述のような岩盤の破壊に伴う強度低下と応力の再配分の過程を考慮した解析を行う必要がある。このような解析手法はひずみ軟化解析^{1), 2)}として土質工学の分野ではすでに実用化されているが、岩盤空洞の緩み領域の解析に適用された例は少ない。

そこで岩盤を構成する岩石材料の破壊強度と破壊後の残留強度の比率から緩みによる岩盤の強度低下の程度を推定し、緩み領域内での応力の低減とそれに伴う深部岩盤への応力再配分の過程を解析に導入することを試みた。さらにこのような解析法の実用性を、実際の空洞での計測結果によって検証することにした。具体的にはまず、剛性三軸試験により岩石材料の破壊後の強度特性を調べ、破壊強度と残留強度の関係を求めた。次に、実際の空洞の解析に先立ち解析プログラムの収束性や解析実施上の問題点を明らかにするため円形空洞モデルについて、三軸試験結果に基づく岩盤の強度低下率を取り入れた安定解析を行い、応力再配分の効果を調べた。

以上の結果に基づき、空洞周辺の緩み領域や応力分布が実測されている地下発電所空洞について、岩盤の強度低下を考慮した安定解析を行い、解析結果を実測値と対比することによって当手法の実用性を確かめることとした。

4.2 岩石の破壊後の強度

4.2.1 剛性三軸試験装置

岩石・岩盤の破壊強度点付近及びそれ以後のポストフェイラー領域における応力～ひずみ関係を正確に測定するためには剛性の高い試験装置が必要となる。

岩石の供試体に載荷を行うと、その反力で試験機自体も変形し、ひずみエネルギーが蓄えられる。そこで、両者を直列のバネモデルで置き換え、この系に荷重 P が作用した時の系全体の変位を v 、供試体の変位を u 、試験機の剛性を K とすると、試験機のバネが供試体を押す力 P_m は

$$P_m = K \cdot (v - u) \quad (4.2.1)$$

と表わせる。

一方、試験体が試験機のバネ力を支える力 P_s と供試体変位 u の関係を、

$$P_s = f(u) \quad (4.2.2)$$

と表わせば、ピーク強度までは $P = P_m = P_s$ であるので

$$K \cdot (v - u) = f(u) \quad (4.2.3)$$

が成り立つ。

次に供試体が強度劣化により Δu だけ変位した場合、載荷盤の動きを考えず、全体変位 v が一定とすると、試験機が供試体になす仕事 ΔW_m が、供試体の変形の仕事 ΔW_s より小さいならばこの系は安定である。すなわち安定条件は、

$$\Delta W_s > \Delta W_m \quad (4.2.4)$$

である。

この仕事は各々

$$\Delta W_m = \left(P + \frac{1}{2} \Delta P_m \right) \Delta u \quad (4.2.5)$$

$$\Delta W_s = \left(P + \frac{1}{2} \Delta P_s \right) \Delta u \quad (4.2.6)$$

で表わされる。

ここで $\Delta v = 0$ であるので、(4.2.1)、(4.2.2) 式より

$$\Delta P_m = -K \Delta u \quad (4.2.7)$$

$$\Delta P_s = \frac{f(u)}{u} \Delta u \quad \text{..... (4.2.8)}$$

である。

$\frac{\partial f(u)}{\partial u}$ は供試体の剛性であるが、強度劣化時には負の値であるので $-\lambda(u)$ で表わし、(4.2.7)、(4.2.8) 式を (4.2.5)、(4.2.6) に代入してその結果を (4.2.4) 式で整理すると、

$$K > \lambda(u) \quad \text{..... (4.2.9)}$$

となる。

すなわち、この系の安定条件は試験機の剛性 K と試験体の強度劣化時の剛性 $\lambda(u)$ の大小関係によって決定される。供試体の衝撃的な破壊を防ぐためには試験機剛性を高め $K > \lambda(u)$ とする必要がある。

Bieniawski (1968)³⁾ はこの考え方にに基づき剛性の高い試験機を開発して岩石のピーク後の特性を得ている。

試験機の剛性を高めるのには限界がある一方、供試体は岩種によって強度劣化時の剛性が極端に高く、ほとんど $-\infty$ に近いもの、あるいは軸ひずみが強度劣化の過程で減少するもの (Class II 型岩石) がある。これらの岩石のピーク強度後の特性は単に試験機の剛性を高めるだけでは得ることができない。

Wawersik ら (1969)⁴⁾ は、手動の stabilizing jacks を用いて、供試体の強度劣化の瞬間に試験機及び供試体の変位を戻し、蓄積されたひずみエネルギーを解放する操作を行うことによって供試体の衝撃的な破壊を防いで、上記の岩種のピーク強度後の特性を得た。

さらに Hudson ら (1971)⁵⁾ は、強度劣化と共に横ひずみが急増することに着目し、横ひずみ速度を一定に保つよう載荷盤の動きをコントロールすることにより Wawersik の操作を自動化した。

このようにサーボ制御試験は強度劣化の瞬間に載荷盤をコントロールし、試験機や供試体のひずみエネルギーを解放することによって供試体の衝撃的な破壊を防ぎ、試験機の剛性の限界を補足することができる。

そこで特に硬岩のような脆性材料の破壊強度点付近及びそれ以後の応力～ひずみ関係

を正確に測定するために、写真-4.2.1に示すような剛性三軸圧縮試験装置を製作した。

本装置は閉ループ型のサーボ機構を採用し、供試体の急激な強度低下に追従して試験機の弾性変形を吸収する載荷機能を持たせた。さらに載荷フレームを一体構造とし断面積を大きくすると共に、載荷ピストンとペDESTALを短くし、弾性係数の大きな特殊合金を用いることによって、ISRM指針（1000t/cm²～2000t/cm²）に適合する1500t/cm²の剛性を確保した。

三軸セル内での供試体の変位測定方法としては、軸方向変位の測定にはペDESTALに取り付けたカンチレバー式変位計を、径方向変位の測定には供試体に直接取り付けしたグリップ型変位計を用いた（図-4.2.1）。

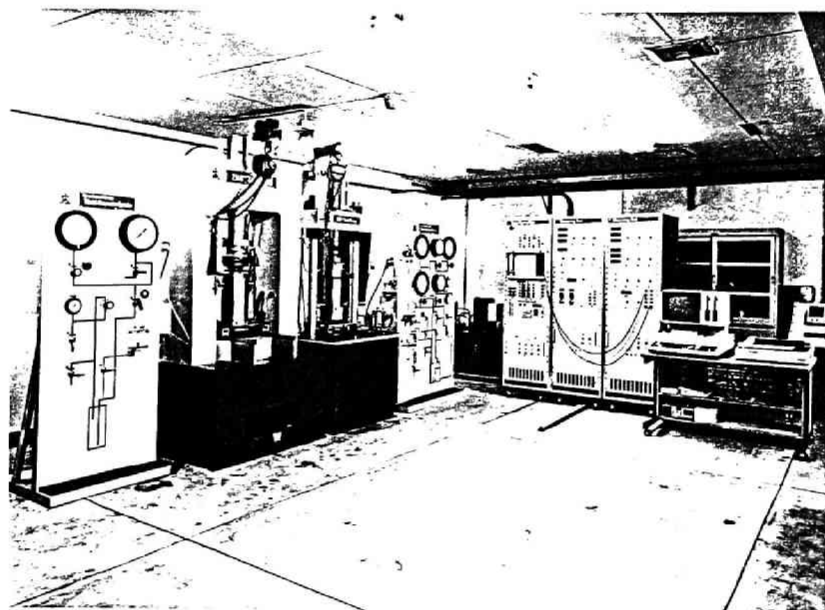


写真-4.2.1 剛性三軸圧縮試験装置

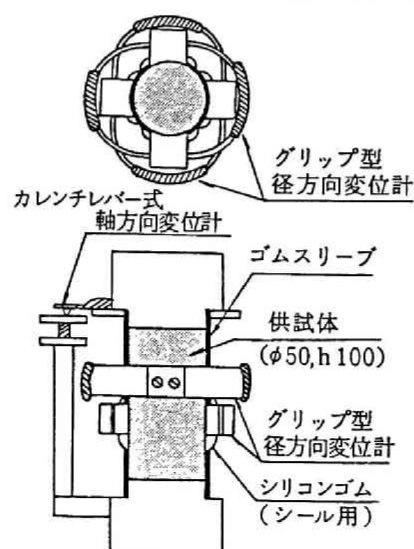


図-4.2.1 グリップ型変位計

4.2.2. 三軸試験の結果と考察

(1) 試験方法

試験に用いた岩石供試体は福島県下郷産の比較的均質な中生代の花崗閃緑岩及び細粒砂岩である。試料採取位置の土被りは約 100m であり、地圧は最大主応力が $90\text{kg}/\text{cm}^2$ 、最小主応力が $30\text{kg}/\text{cm}^2$ という値が実測されている。そこで三軸試験時の側圧としては 0、25、50、 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ の 4 段階を選び、それぞれについて供試体 5 本ずつの試験を行った。

載荷方法は静水圧状態（軸圧 $\sigma_1 =$ 側圧 σ_3 ）で所定の側圧まで載荷した後、側圧一定で軸変位速度 $0.02\text{ mm}/\text{min}$ で軸方向載荷を行い、軸圧、軸方向変位、径方向変位をそれぞれ測定した。

三軸試験時の応力～ひずみ曲線は図-4.2.2 のようになるがピーク強度までの領域での直線部の勾配を破壊前の変形係数 (D_0)、ピーク強度を越えて強度劣化を示す領域での直線部の勾配を強度劣化時の変形係数 (D_n) として読みとった。図中の S_p はピーク時の軸差応力、 S_R は残留強度時の軸差応力である。また ϵ_p はピーク強度までの軸ひずみ、 ϵ_{PR} は強度劣化領域での軸ひずみの増分である。

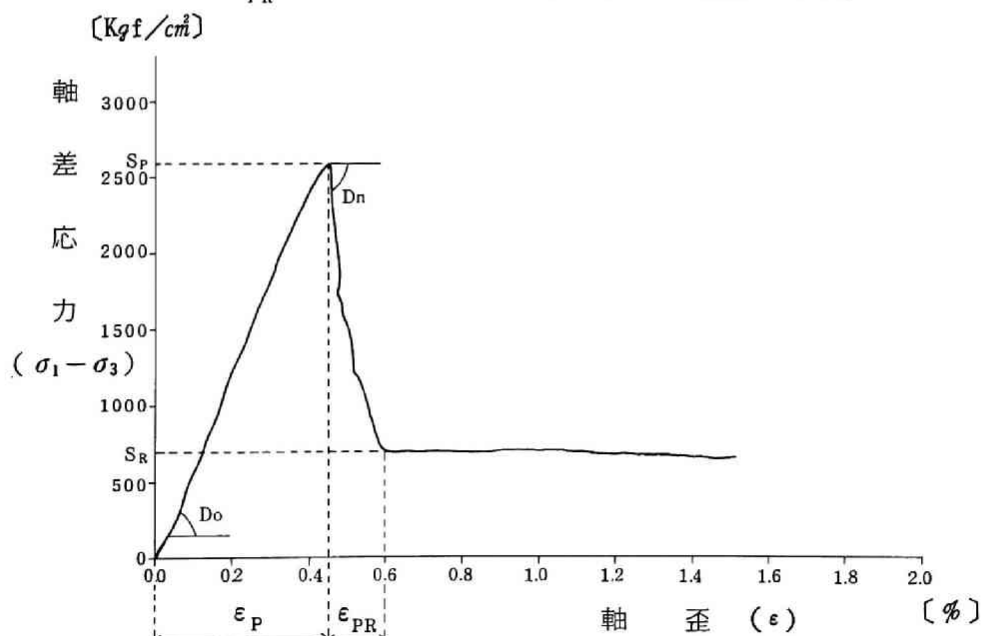
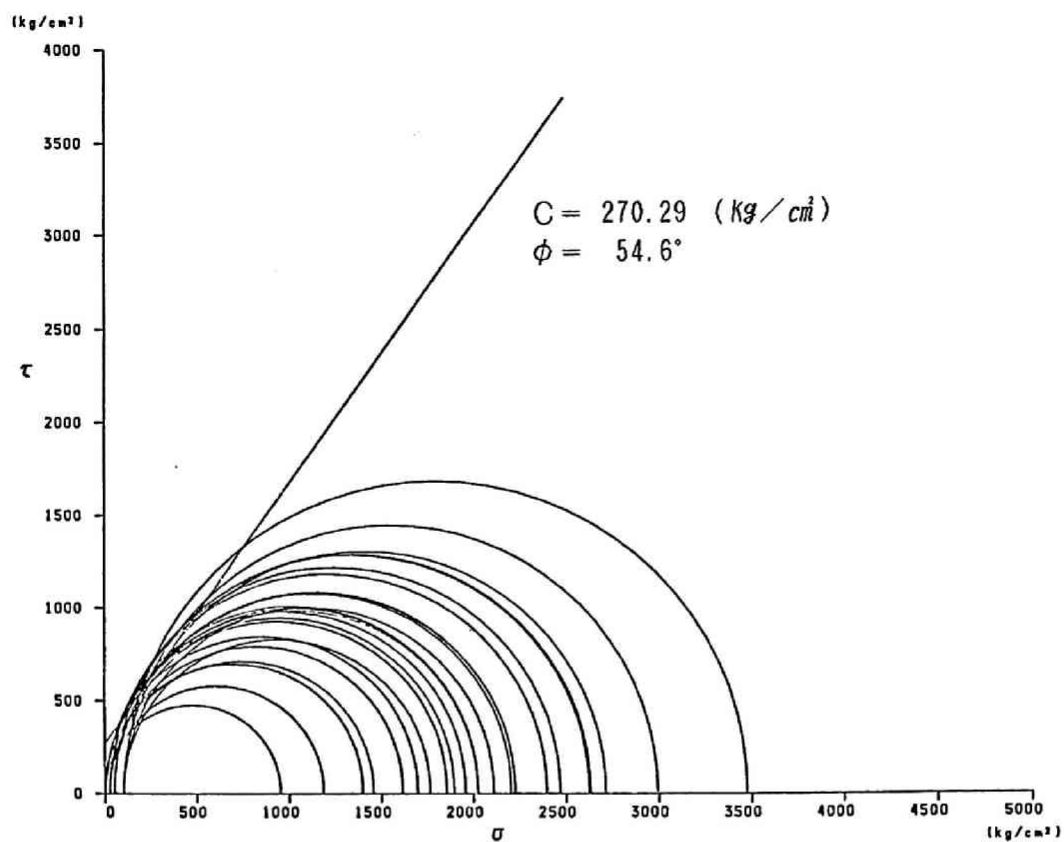
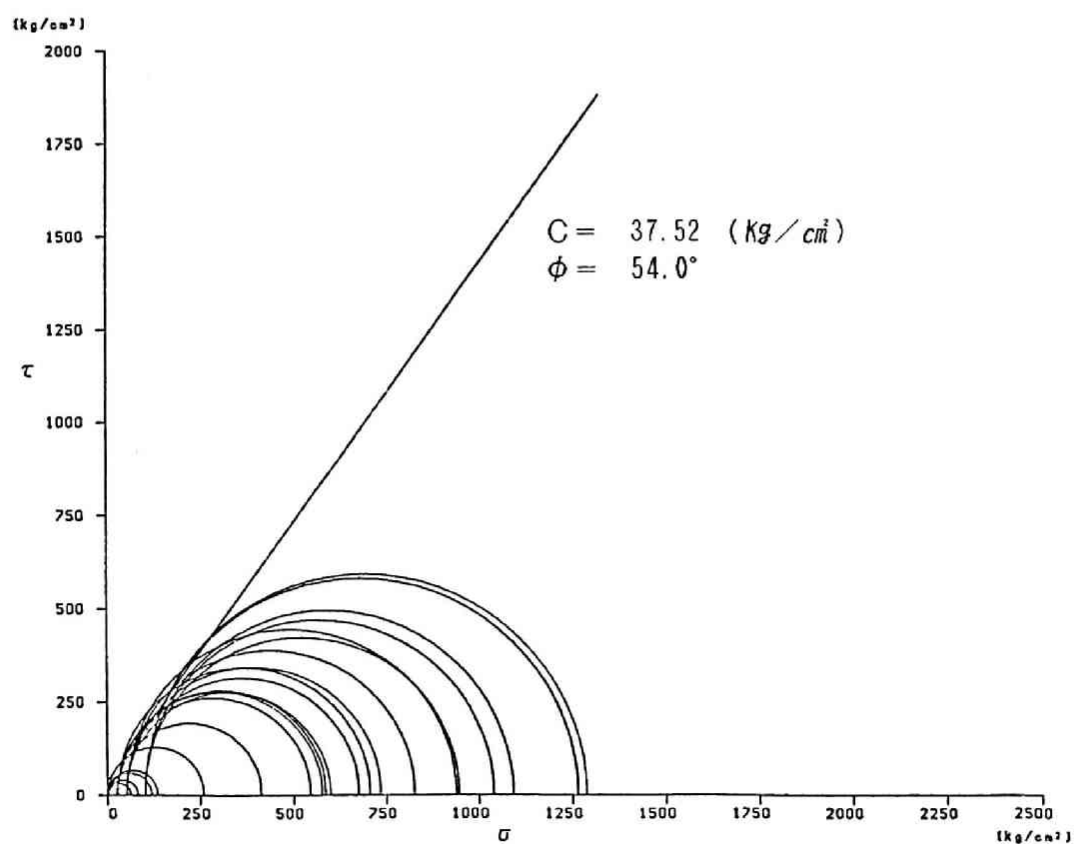


図-4.2.2 応力～ひずみ曲線

試験結果からピークせん断強度 (C_p) および内部摩擦角 (ϕ_p) ならびに残留せん断強度 (C_R) 及び内部摩擦角 (ϕ_R) を求めるには、それぞれの状態における Mohr の破壊応力円を描き、その包絡線を直線近似して求めた (図-4.2.3)。



ピーク強度時の破壊応力円（花崗閃緑岩）



残留強度時の破壊応力円（花崗閃緑岩）

図-4.2.3 強度定数の求め方

(2) 試験結果と考察

1) 三軸試験時の応力～ひずみ関係

図-4.2.4は試験結果の一例であるが、今回実施した全供試体について、軸差応力はピーク強度後、ひずみの増加と共に急激に低下し、やがてピーク強度よりもかなり低い値で、ほぼ一定の応力を保ちながら、ひずみだけが進行する残留強度状態に至る傾向が見られた(図-4.2.4(a))。

この過程を径方向ひずみと軸方向ひずみの関係に着目して表示したものが図-4.2.4(b)である。軸方向ひずみの増加に対する径方向ひずみの増加の割合は、ピーク強度までの領域、強度低下領域、残留強度領域で各々一様な傾向を示していることがわかる。これらから体積ひずみを求めると図-4.2.4(c)となる。体積ひずみはピーク強度付近までは収縮する傾向を示すが、強度低下時には内部クラックの発達により、卓越した破壊面が形成されるため急激な膨張を示す。残留強度領域では強度低下時ほどの体積膨張は示さず、供試体は形成された破壊面に沿って滑る状態となっているものと思われる。

2) 残留強度とピーク強度の関係

図-4.2.5は残留強度時の軸差応力(S_R)とピーク強度時の軸差応力(S_P)の比率を拘束圧(σ_3)との関係で表示したものである。拘束圧が作用する条件下では岩種による差異や拘束圧との関連性は見られず S_R / S_P はほぼ0.2～0.8の間にある。図-4.2.6は花崗閃緑岩及び細粒砂岩のピーク強度ならびに残留強度時のMohrの破壊応力円についてその包絡線を直線近似したものである。ピーク時と残留強度時の C_P 、 C_R の比率はほぼ1/5程度となっており、岩種に拘らず残留強度時の内部摩擦角(ϕ_R)は $53 \sim 54^\circ$ でピーク強度時の内部摩擦角(ϕ_P)とほぼ同様の値を示すことが注目される。一般には、形成された破壊面の相対的なズレによって C_R 、 ϕ_R が規定されるが、硬岩の場合、拘束圧が $0 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では、破壊面の凹凸を切断する形ではなく、主に凹凸を乗り越える形でズレが生じるため、材料の性質よりも凹凸の形状が強度特性を支配し ϕ_P 、 ϕ_R は大きく変らないものと思われる。

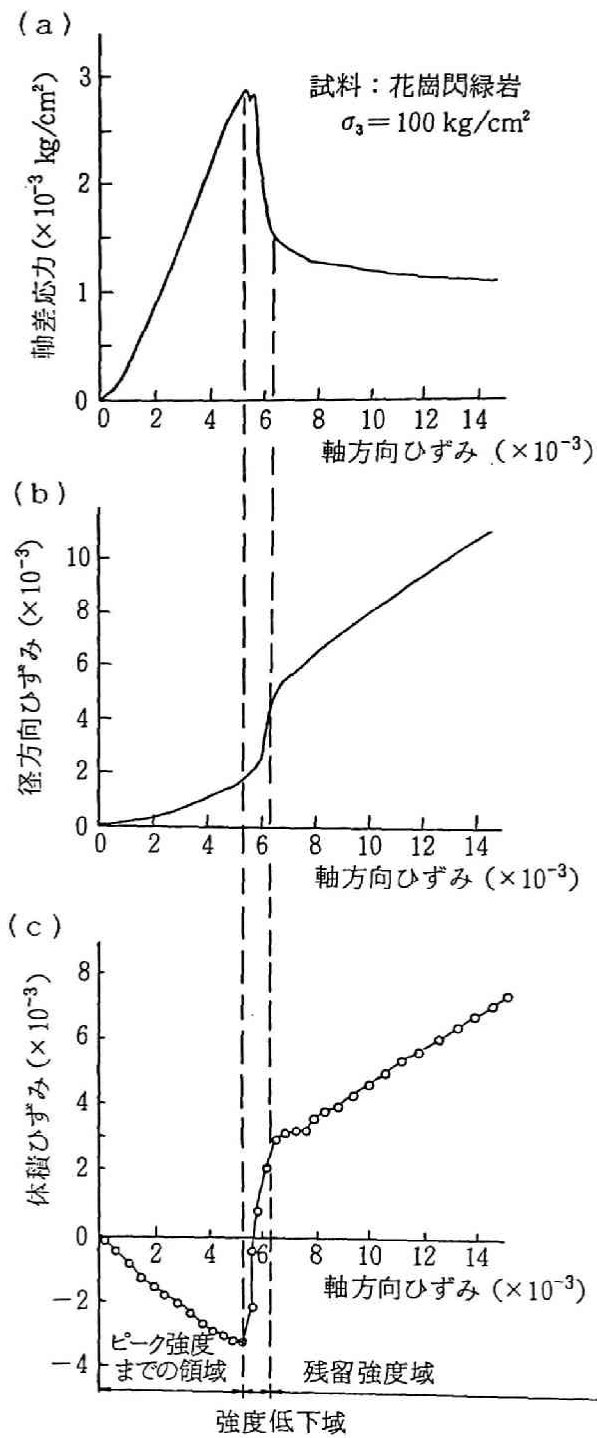


図-4.2.4 三軸試験時の応力～ひずみ関係

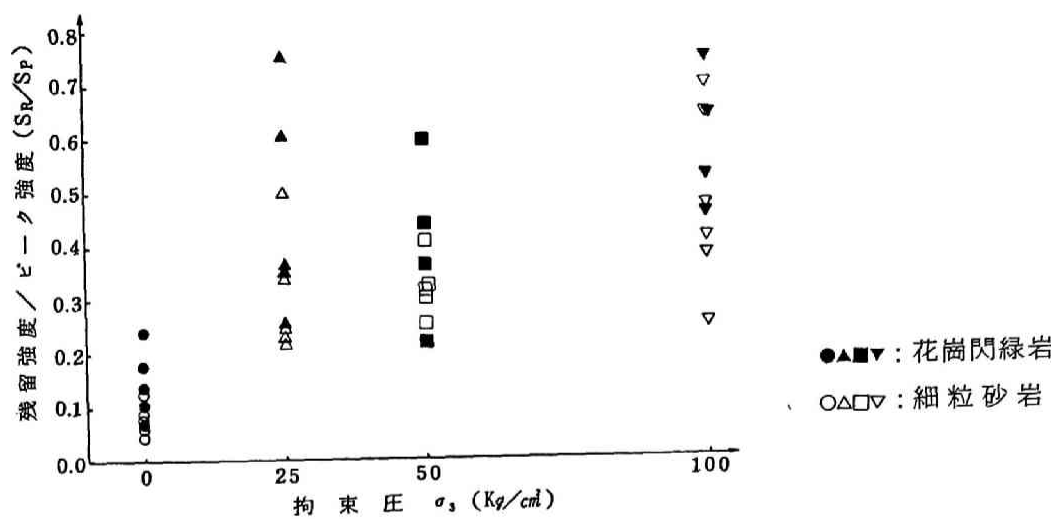


図-4.2.5 残留強度／ピーク強度と拘束圧の関係

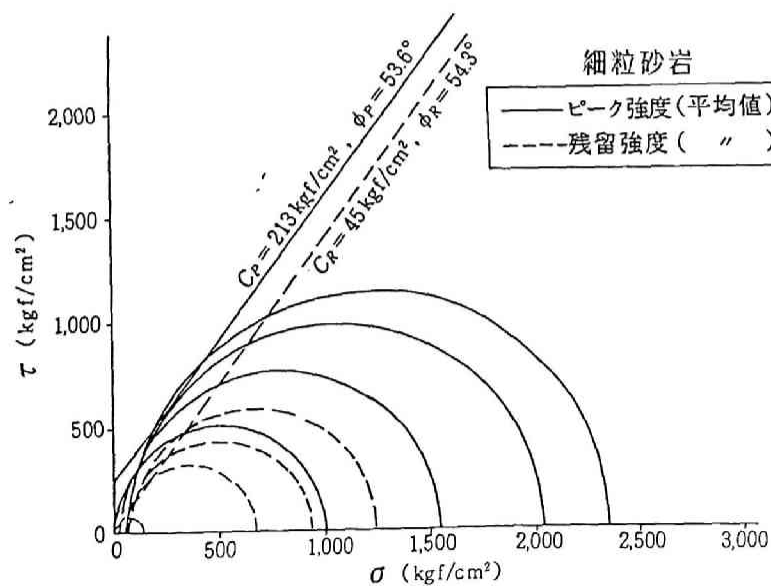
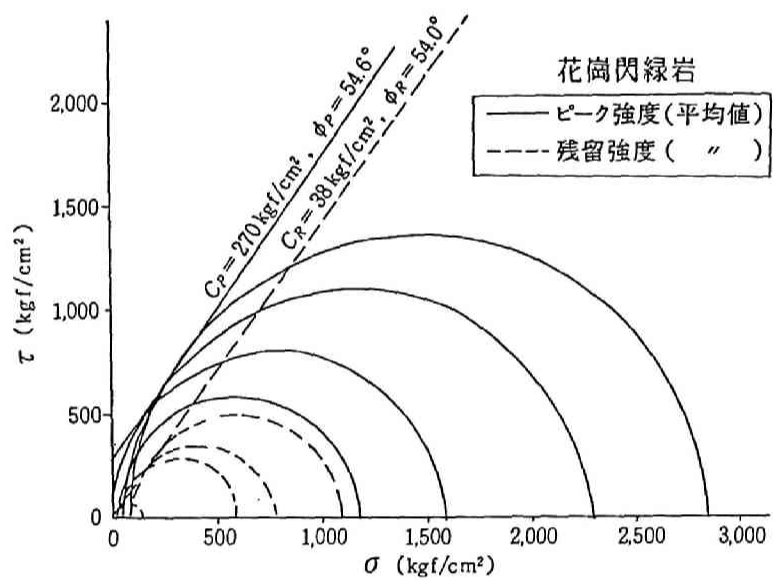


図-4.2.6 ピーク強度と残留強度

3) 破壊前後の岩石の変形特性

次に花崗閃緑岩と細粒砂岩について破壊前後における岩石の変形特性の差異について検討する。

花崗閃緑岩の破壊前の変形係数 D_0 の試験結果は $4 \sim 6.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、平均値は $5.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。また、強度劣化時の変形係数 D_n は $-20 \sim -10 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、その絶対値は D_0 のおよそ 2～4 倍である。図-4.2.7(1)に $D_0 \sim D_n$ の相関を示した。

さらに、ピーク強度から残留強度に至る過程で発生するひずみ ε_{PR} と拘束圧 σ_3 の関係を整理すると、

$$\varepsilon_{PR} = 8.31 \times 10^{-4} + 3.0 \times 10^{-6} \times \sigma_3$$

となるが、図-4.2.8に示されているように明らかな相関があるとは言い難い。

細粒砂岩の変形係数 D_0 は $3.5 \sim 5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、平均値は $4.15 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。強度劣化時の変形係数 D_n は $-25 \sim -2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、かなりばらつきが大きく、その絶対値は D_0 のおよそ 0.5～5 倍である（図-4.2.7(2)）。

さらに細粒砂岩のピーク強度から残留強度に至る過程で発生するひずみ ε_{PR} を拘束圧 σ_3 の一次関数で表わすと、

$$\varepsilon_{PR} = 1.47 \times 10^{-3} + 2.19 \times 10^{-6} \times \sigma_3$$

となるが花崗閃緑岩の場合と同様相関性は低い。

以上の試験結果をまとめたものが表-4.2.1である。

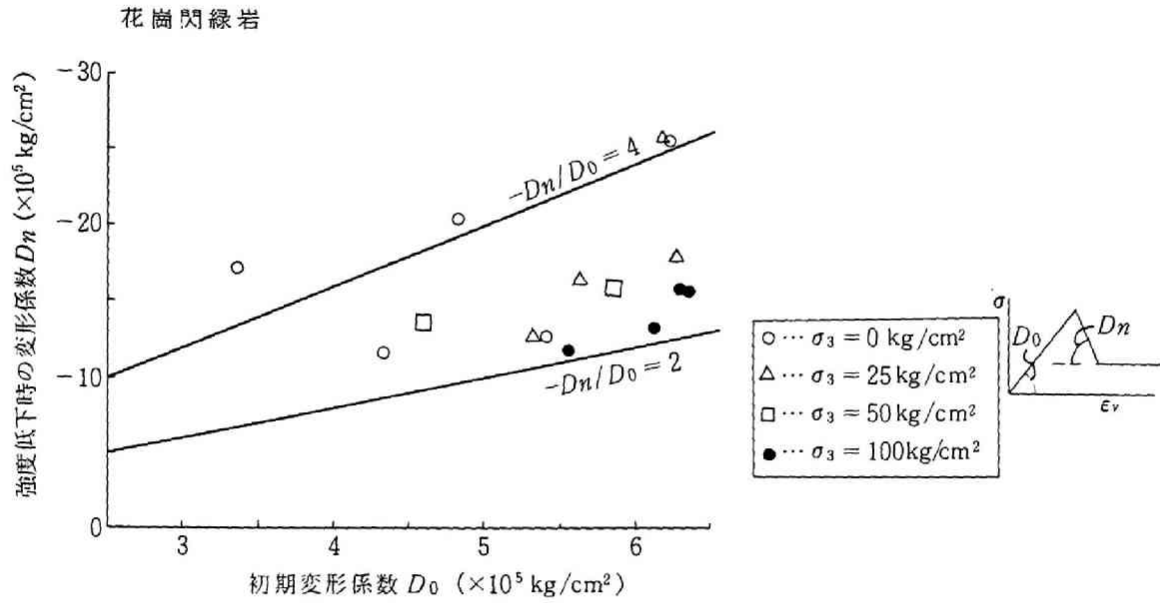


図-4.2.7(1) D_n と D_0 の関係 (花崗閃緑岩)

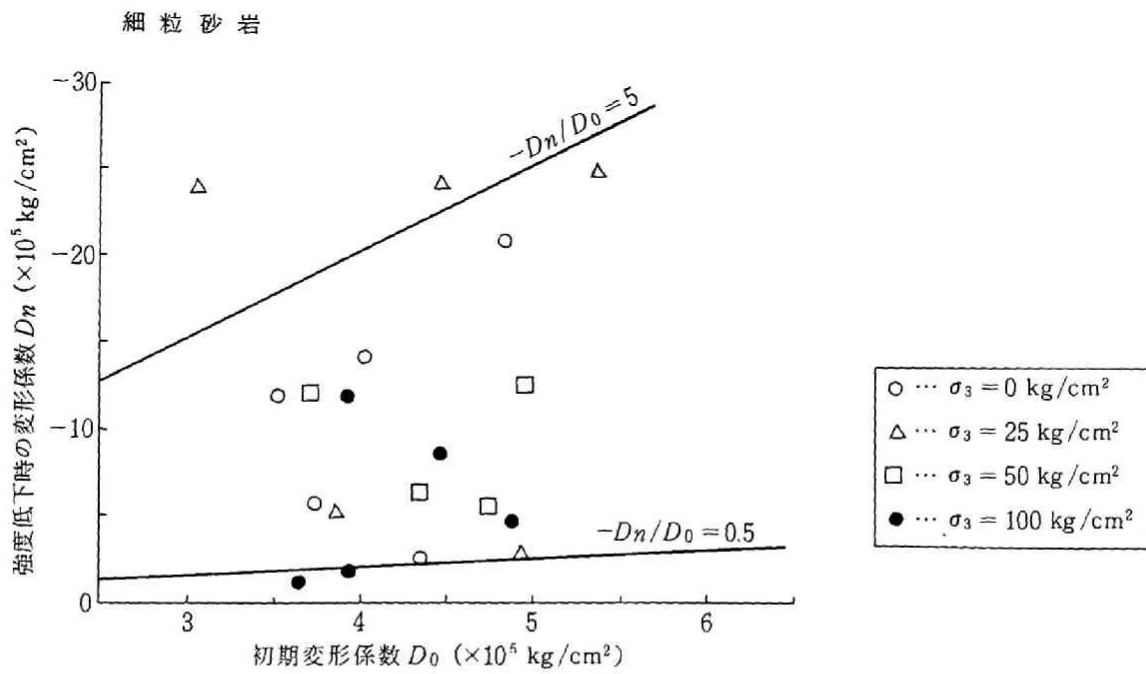


図-4.2.7(2) D_n と D_0 の関係 (細粒砂岩)

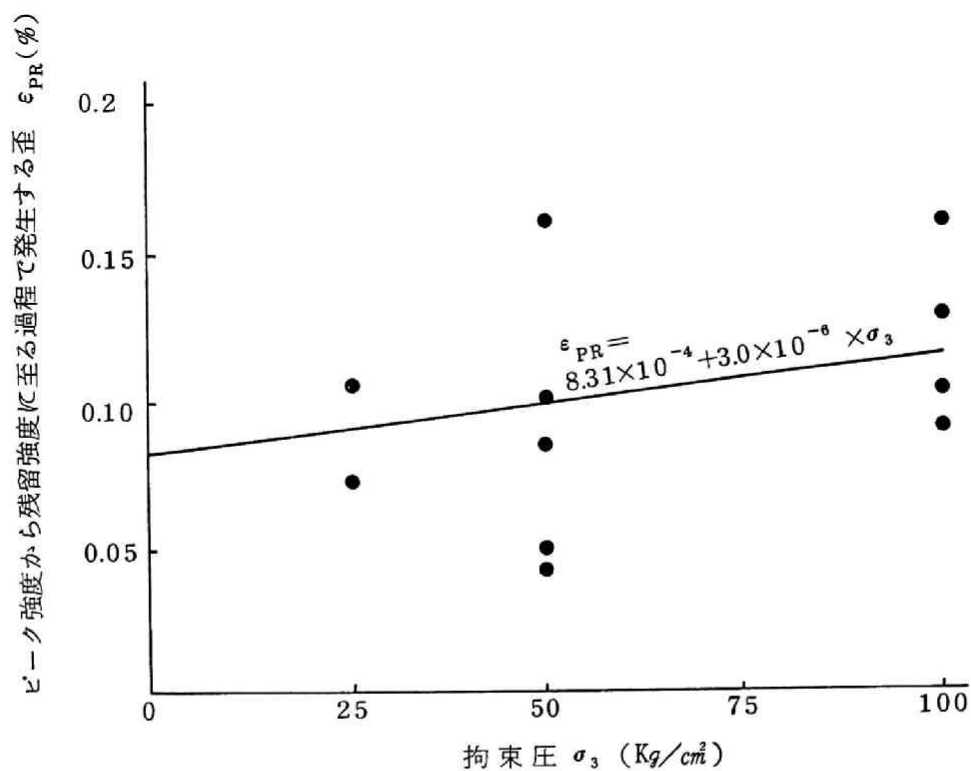


図-4.2.8 ピーク強度から残留強度に至る過程で発生する歪 ϵ_{PR} と拘束圧 σ_3 の関係
(花崗閃緑岩)

表-4.2.1 試験結果

岩 種		細 粒 砂 岩	花 崗 閃 緑 岩
ピーク強度	C_P (kg/cm ²)	213	270
	ϕ_P	53.6°	54.6°
残留強度	C_R (kg/cm ²)	45	38
	ϕ_R	54.3°	54.0°
残留強度	C_R / C_P	0.21	0.14
ピーク強度	ϕ_R / ϕ_P	1.01	0.99
破壊前の変形係数 D_0 (kg/cm ²)		4.2×10^5	5.4×10^5
強度劣化時の変形係数 (D_n) と D_0 の比		$-(D_n / D_0)$ $= 0.5 \sim 5$	$-(D_n / D_0)$ $= 2 \sim 4$

4.3 岩盤の強度低下を考慮した安定解析

4.3.1 解析手法

ゆるみ域の岩盤の強度低下を考慮した安定解析（以下ひずみ軟化解析と称する）では、図-4.3.1に示す応力～ひずみ関係を弾性領域、強度低下領域、残留強度領域の3領域で直線的に近似し、応力がピーク強度を超えた要素については過剰応力を節点力に置換え、他の要素に配分するという方法をとる。

すなわち、各荷重増分ごとにすべての要素についてピーク強度を超えているかどうかを判定し、解放すべき過剰応力分と等価な節点力を算定し、応力の再配分を行う。ピーク強度から残留強度状態までの負の傾斜部分の応力の過剰分 ${}^n\delta\sigma^i$ は式(4.3.1)で与えられる。

$${}^n\delta\sigma^i = A \left({}^n\sigma_d^i - {}^n\sigma_p^i + \frac{A-1}{A} \sum_{j=1}^{i-1} {}^n\delta\sigma^j \right) \quad (4.3.1)$$

ここに ${}^n\sigma_d^i$ は計算上の最大、最小主応力の差、 ${}^n\sigma_p^i$ は式(4.3.2)で与えられるピーク応力、 A は計算に用いる初期変形係数 E_1 と負の傾斜部分の変形係数 $-E_2$ から式(4.3.3)で定義される定数である。添字 n は荷重増分、 i はそのステップでの繰返し回数である。

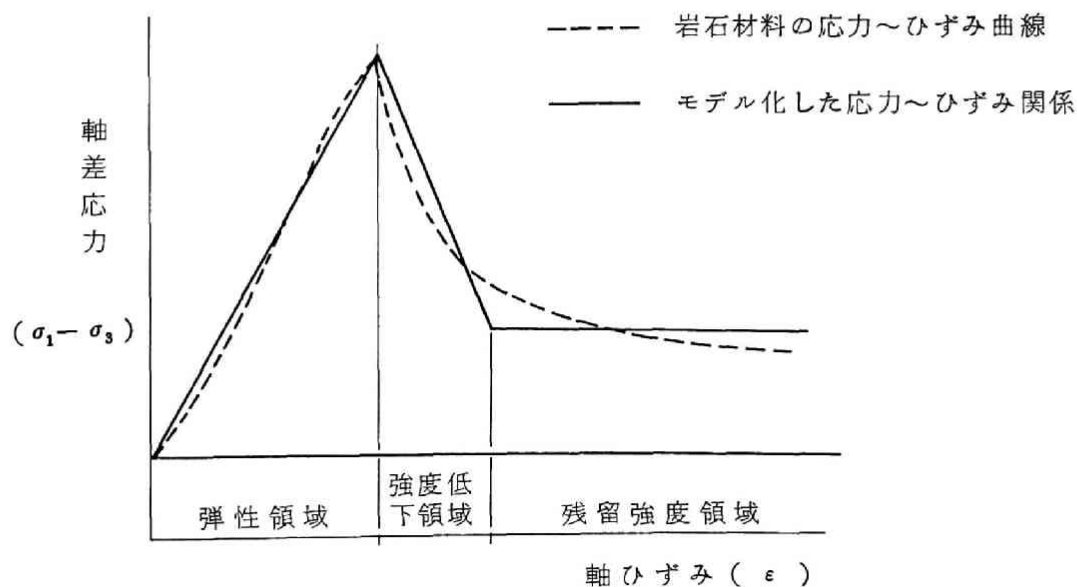


図-4.3.1 岩石の応力～ひずみ関係

$${}^n\sigma_p^i = 2 \left(\frac{C_p \cdot \cos \phi_p + {}^n\sigma_3^i \cdot \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \right) \quad (4.3.2)$$

$$A = 1 + E_2 / E_1 \quad (4.3.3)$$

さらに C_p 、 ϕ_p はそれぞれピーク強度時の粘着力、内部摩擦角である。

超過の応力分 ${}^n\delta\sigma^i$ が ${}^n\sigma_d^i$ から解放されると、応力 ${}^n\{\sigma\}_R^i$ はピーク強度後の負の傾斜部分上において式(4.3.4)で表わされる。

$${}^n\{\sigma\}_R^i = {}^n\{\sigma\}_I^i - \frac{{}^n\delta\sigma^i}{2} \{g(\theta)\}^i \quad (4.3.4)$$

ここに添字 R、I はそれぞれ解放された応力状態、計算時の応力状態を示す。

ベクトル $\{g(\theta)\}^i$ は最大主応力と全体座標系の X 軸との角度の関数であり、式(4.3.5)で示される。

$$\{g(\theta)\}^i = \begin{Bmatrix} \cos 2\theta \\ -\cos 2\theta \\ \sin 2\theta \end{Bmatrix} \theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} (2 {}^n\tau_{XY}^i / ({}^n\sigma_X^i - {}^n\sigma_Y^i)) \quad (4.3.5)$$

式(4.3.1)で得られる超過の応力分に相当する節点力すなわち不平衡力を全要素にわたって加え合わせ、次のステップの計算を行い、式(4.3.6)で応力 ${}^n\{\sigma\}_I^{i+1}$ を求める。

$${}^n\{\sigma\}_I^{i+1} = {}^n\{\sigma\}_R^i + {}^n[D]^{i+1} \cdot {}^n\{d\varepsilon\}^{i+1} \quad (4.3.6)$$

ここに ${}^n[D]^{i+1}$ は線形の応力-ひずみマトリックス、 ${}^n\{d\varepsilon\}^{i+1}$ は増分ひずみベクトルである。

このようにして超過の応力分が無視できるほど小さくなるまで応力再配分を繰返し、次の荷重増分へ進む。なお、残留強度状態での超過の応力分は式(4.3.7)で与えられる。

$${}^n\delta\sigma^i = {}^n\sigma_d^i - {}^n\sigma_R^i \quad (4.3.7)$$

ここに ${}^n\sigma_R^i$ は残留強度で式(4.3.2)と同様に算定できる。

4.3.2 解析結果及び考察

以上のような解析手法の実用性を検討するため、まず形状が単純な円形空洞モデルに対して従来の線形弾性解析、弾塑性解析（ひずみ硬化型）とひずみ軟化解析をそれぞれ行い、空洞周辺の応力分布の差異を検討した。

ひずみ軟化解析にあたっては、強度低下率（ピーク強度と残留強度の比 C_R / C_P ）、強度低下時の変形係数比（ D_R / D_0 ）、初期地圧の測圧比（ σ_H / σ_V ）が解析結果に与える影響に着目した。また、解の収束性を考慮し、ピーク強度から残留強度への要素応力の移行は中間主応力一定の条件で行われるものとした。計算に際しては 4.2節で述べた実験結果を参考に、残留強度とピーク強度の比率を設定し、残留強度はピーク強度に比べ、せん断強度は低下するが、内部摩擦角は変化しないこと、および強度低下時の変形係数は拘束圧に依存しないことを前提とした。

(1) 解析条件

岩盤内に半径20mの円形空洞が掘削されたものとし、解析モデルは図-4.3.2に示すように1/4 円領域として、対称軸上はローラー、周辺は固定とした。岩盤の物性値は、原位置での岩盤試験結果から表-4.3.1のように設定した。強度低下率は 4.2節で述べた剛性三軸試験結果を参考に表-4.3.2のようなケースを設定した。

表-4.3.1 岩盤の力学特性

強度	せん断強度 C_p	15 Kg/cm^2
	内部摩擦角 ϕ_p	55°
変形係数 D	$6 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$	
ポアソン比 ν	0.25	
初期地圧 σ_0	90 Kg/cm^2	

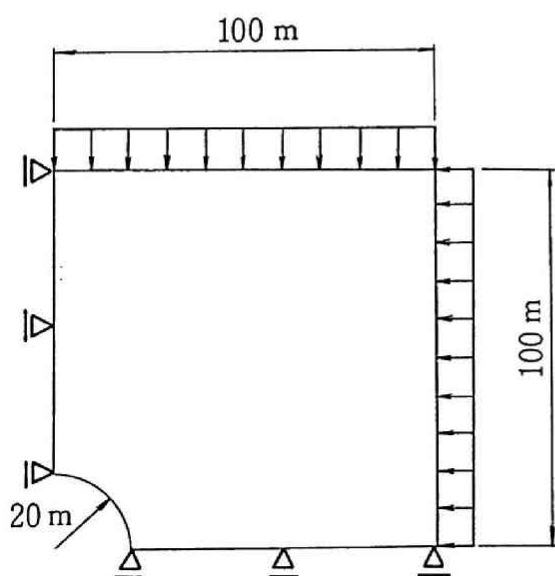


図-4.3.2 解析モデル

表-4.3.2 解析条件

パラメータ 解析ケース		残留強度		強度低下時 の変形係数 D_n (Kg/cm^2)	初期地圧	
		せん断強度 C_R (Kg/cm^2)	内部摩擦角 ϕ_R ($^\circ$)		鉛直地圧 σ_v (Kg/cm^2)	水平地圧 σ_h (Kg/cm^2)
強影 度 低 下 の 響	CASE 1	15 (C_p)	55	-1×10^{10}	90	90
	CASE 2	10 ($2/3 C_p$)				
	CASE 3	75 ($1/2 C_p$)				
	CASE 4	5 ($1/3 C_p$)				
	CASE 5	3 ($1/5 C_p$)				
変の 形 係 数 響	CASE 6	3 ($1/5 C_p$)	55	-6×10^4	90	90
	CASE 7			-6×10^2		
地影 圧 の 響	CASE 8	3 ($1/5 C_p$)	55	-1×10^{10}	30	90

(2) 解析結果及び考察

1) 理論解との比較

図-4.3.3に円形空洞周辺の岩盤の強度が一様でピーク強度相当の場合、及び残留強度に相当する場合の両者について弾塑性理論解⁶⁾により求めた応力分布とひずみ軟化解析結果（ケース5）との比較を示した。ひずみ軟化解析結果はピーク強度及び残留強度のそれぞれに対する理論解の間にあり、数値計算上、破壊に伴う強度低下と過剰応力の周辺への分配の結果が反映されていることがわかる。

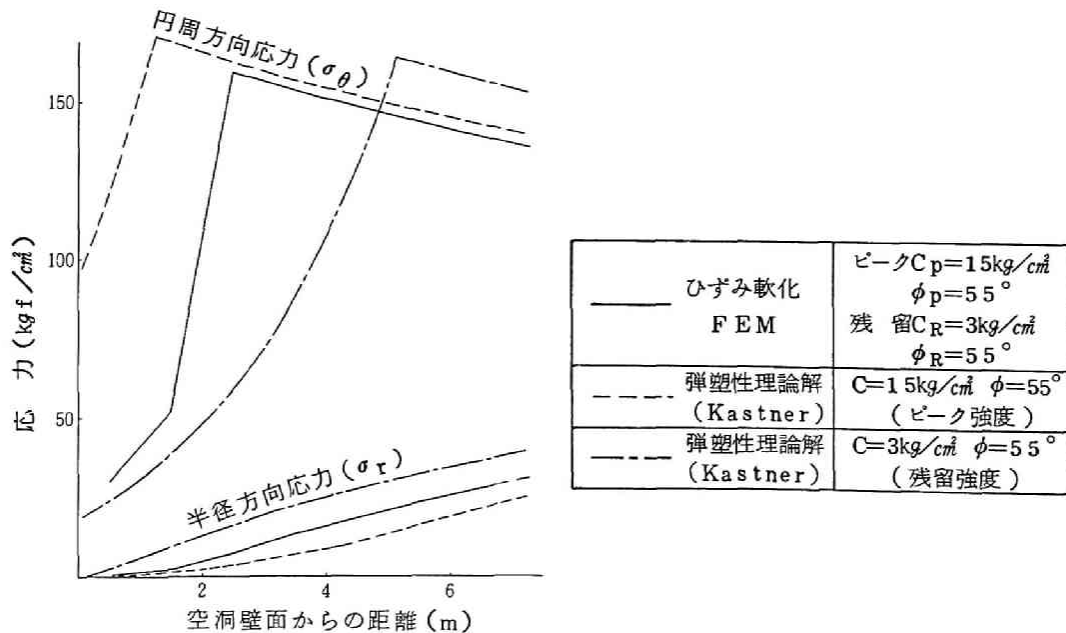


図-4.3.3 弾塑性理論解とひずみ軟化解析結果における応力分布の比較

2) 強度低下率の影響

図-4.3.4～4.3.5にせん断強度の低下率 (C_R / C_p) をパラメータとして変化させた解析結果を示す。強度低下率が大きくなるほど応力緩和域(緩み領域)は拡大し、壁面変位も増大している。とくに強度低下率は円周方向応力の解

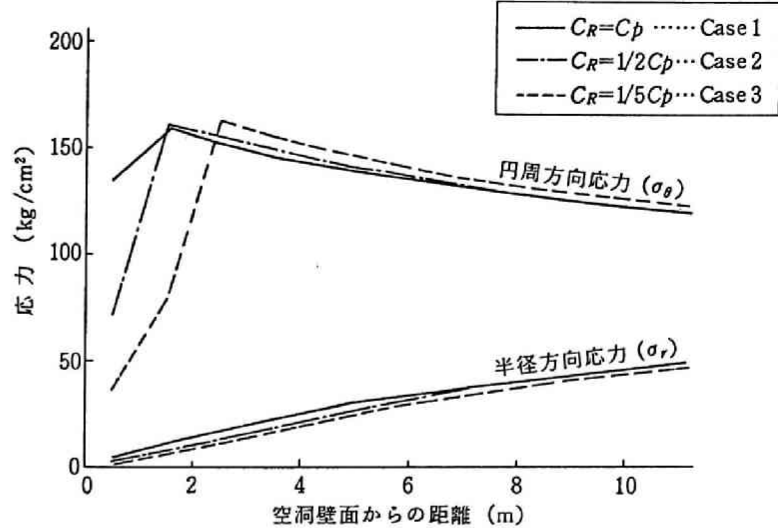


図-4.3.4 強度低下率と応力分布

析結果に明らかな影響を与えることがわかる。一方、変形係数 (D_n 、 D_0) に関しては、強度低下時の変形係数を初期変形係数の1/100 (D_n / D_0) とした場合でも、緩み領域が空洞半径の1/100 (1要素分) 小さくなる程度で、応力分布、壁面変位ともほとんど差異は認められなかった。従って、このような解析には強度低下時の変形係数は解析結果にほとんど影響し

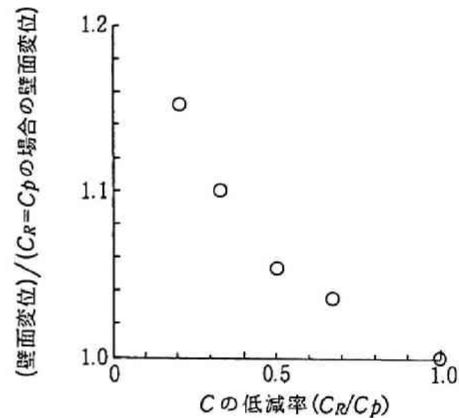


図-4.3.5 強度低下率と変位比率

ないと推定される。

3) 地圧条件の影響

水平地圧と鉛直地圧の比が変化した場合 ($\sigma_H / \sigma_V = 1$ 及び 3) について解析を行った。図-4.3.6に空洞周辺の応力分布を示す。側圧比3の地圧条件では側圧比1の場合に比べて応力緩和域が壁面から奥へ進行しており、応力緩和域境界部にはより大きな応力のピークが形成されている。このように応力緩和域(緩み領域)の範囲については、岩盤の強度・変形特性だけでなく地圧条件(側圧比)も影響することがわかる。

4) 他の数値解析結果との比較

FEM弾性解析、弾塑性解析の結果とひずみ軟化解析結果とを比較すると、ひずみ軟化解析結果では、空洞に近い緩み領域内の円周方向応力はそれより奥の領

域（弾性領域）に比べ急激に減少し、弾性領域との境界部に高応力帯が形成されているが、他の数値解析結果（ひずみ硬化型）ではこのような傾向は見られない（図-4.3.7）。

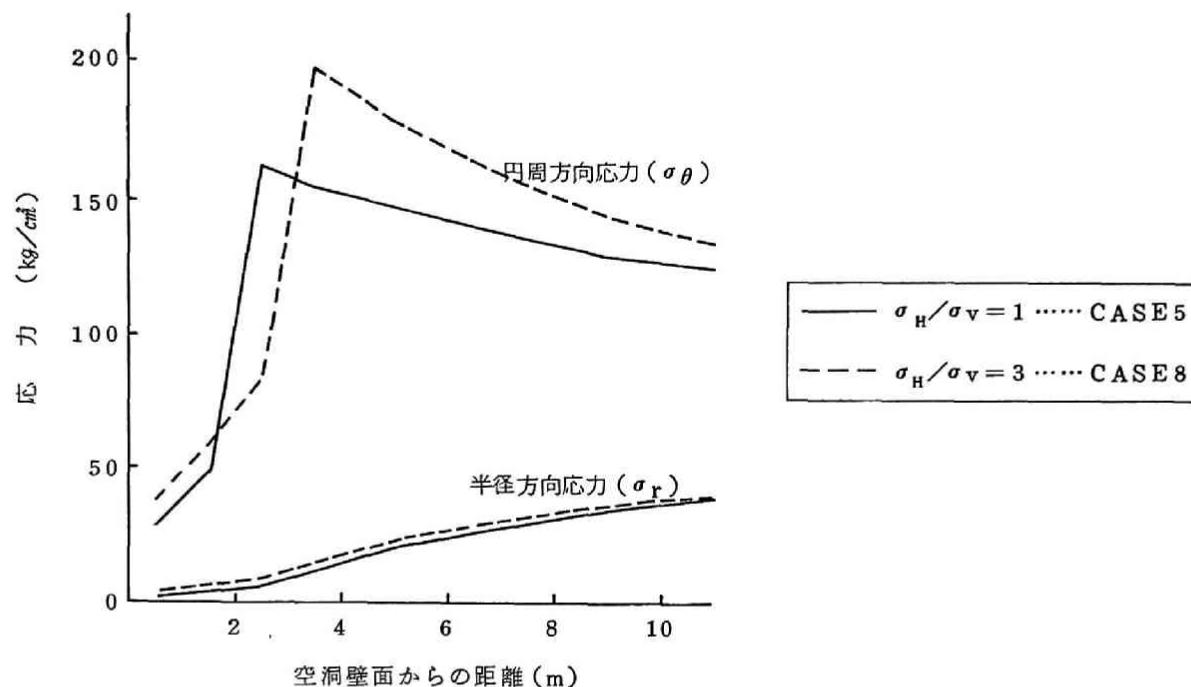


図-4.3.6 側圧比の影響

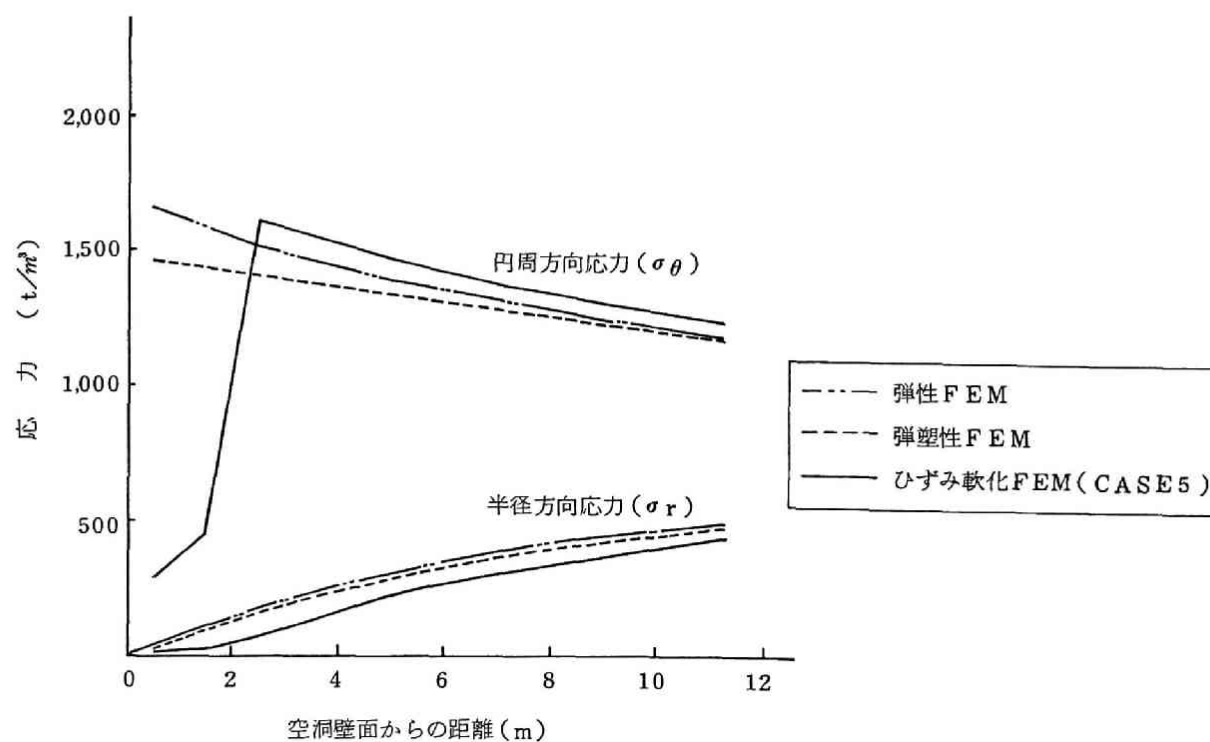
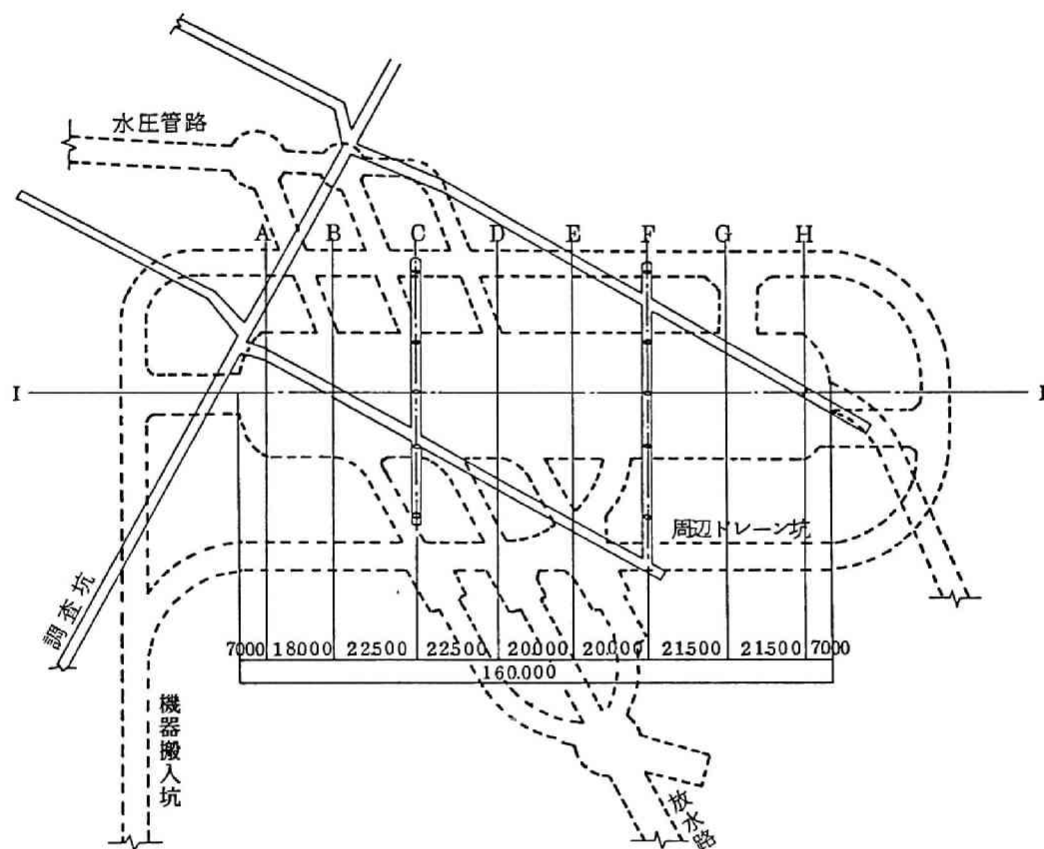


図-4.3.7 解析手法による応力分布の差異

4.4 空洞周辺の緩み領域の実測

4.4.1 計測方法

対象とした空洞は、 C_H ～ B級の比較的堅固な岩盤内に建設された、平均土被り400m、断面積約 1,400 m^2 の今市地下発電所（栃木県、今市市）である。図-4.4.1、図-4.4.2に緩み領域の岩盤の状態を調査するために実施された計測位置及び計測方法を示した⁷⁾。



I - I 断面図

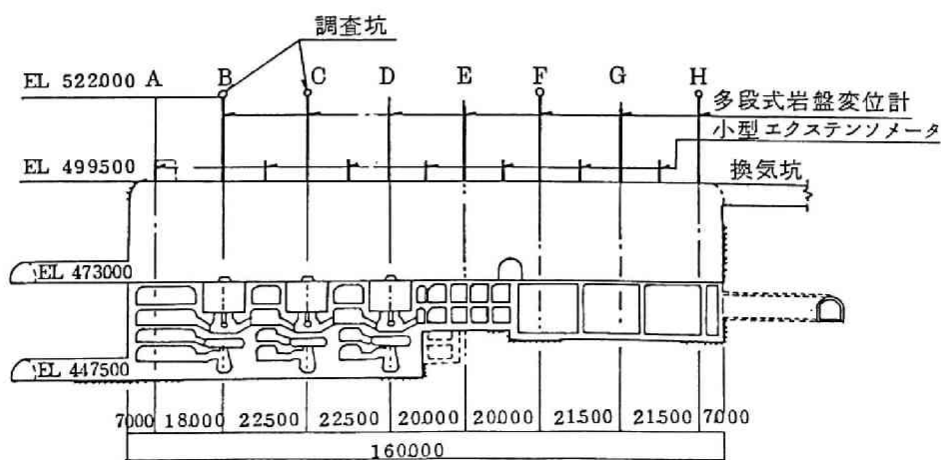


図-4.4.1 計測位置 (単位 m)

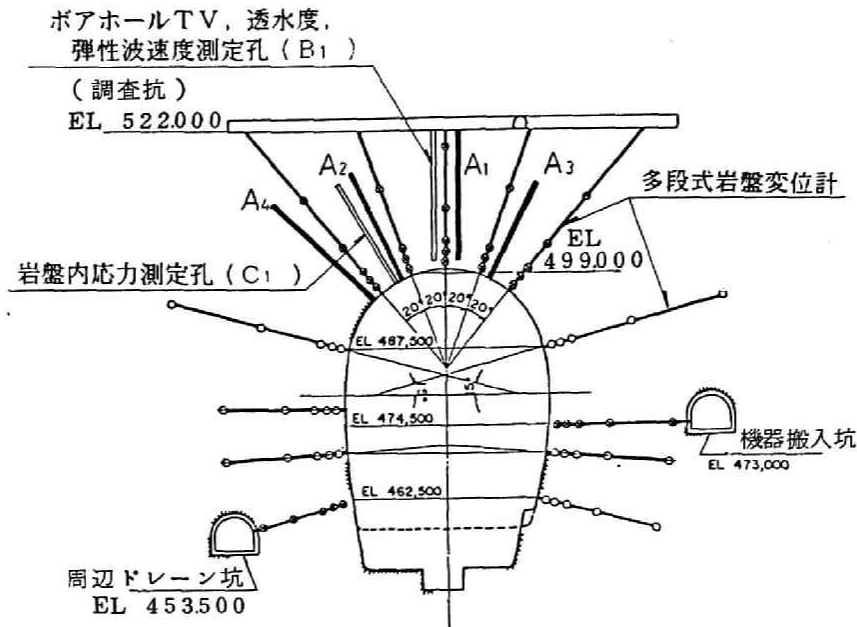


図-4.4.2 計測方法 (C断面)

4.4.2 空洞掘削に伴う岩盤の性状変化

図-4.4.3、4.4.4は空洞掘削前後における弾性波伝播速度 (V_p) 及び透水度 (ルジオン値) の空洞半径方向の分布状況の比較図である。 V_p は掘削前は約 5.3 km/s で深度方向にほぼ一様に分布していたのに対し、掘削後は壁面から約 5 m の範囲に速度の低下帯が形成されている。その低下率は壁面に近いほど大きく、深度 1.5 m 付近で約 15% であった。また、ルジオン値は壁面から 5 m 以深では掘削前後の差異はほとんど認められなかったが、深度 5 m より壁面近くの測定区間では変化率が約 50 倍となっている。

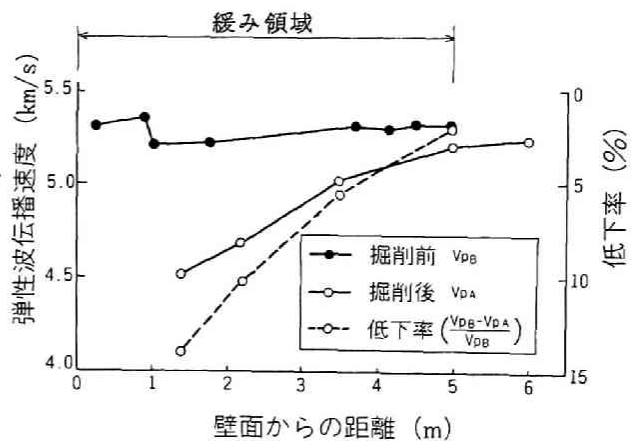


図-4.4.3 弾性波伝播速度の分布 (A1~A4孔)

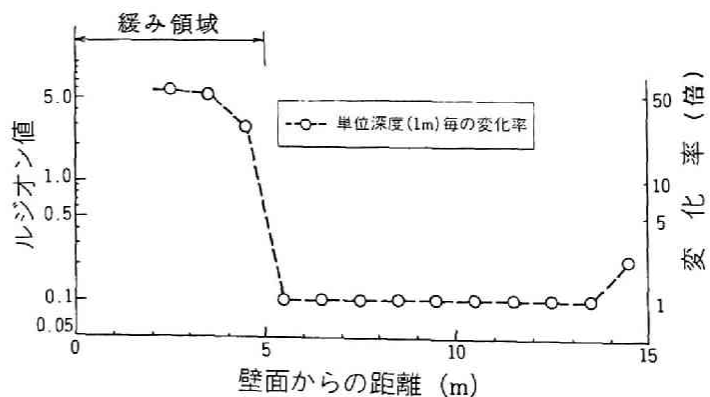


図-4.4.4 ルジオン値の分布 (A3、A4孔)

このような現象は、空洞掘削に伴う応力変化による新しいクラックの発生や既存の節理の開口などによって岩盤が緩ん

だ状態を表わしているものと考えられる。

図-4.4.5はB1孔におけるボアホールテレビ観察によって空洞掘削前に対する掘削後のクラック開口幅増加量を求め、空洞半径方向の岩盤変位量分布と共に示したものである。壁面から5 mの区間内でクラック幅の増加が認められるが、この区間では掘削後に4本の新規クラックの発生が観察され、クラック開口幅の増加量は5.0mm以上であった。同区間の岩盤変位量の累計は9.6mmであったので、岩盤自体の弾性変形に加えてこの範囲の変位の少なくとも50%以上はクラックの発生や開口によって生じていると考えられる。

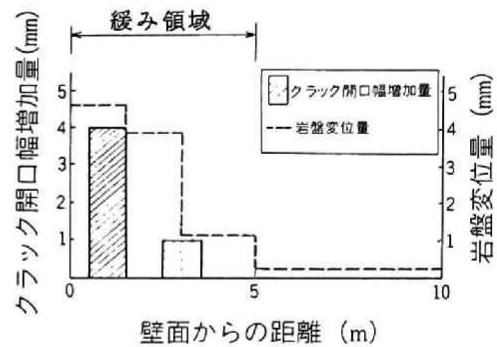


図-4.4.5 クラック開口幅の増加量

4.4.3 空洞周辺の応力、ひずみの分布

次に、C1孔で孔底ひずみ法によって測定した掘削後の岩盤内応力の分布と、近傍のB1孔で測定した岩盤変位から（区間岩盤変位量／測定区間長）として求めた岩盤ひずみの分布を図-4.4.6に示す。岩盤のひずみは空洞壁面近傍が最大で、岩盤深部に向って急激に減少してゆくが、壁面付近5 mの区間では高い値を示している。一方、円周方向の岩盤内応力（ σ_θ ）の分布を見ると、深度4 m付近までは低応力域となっており、空洞壁面近傍が最小で、深度と共に徐々に増加し、深度5 m付近で最大となっている。それ以深では応力は再び減少する。最大応力を示す点から壁面側の区間は、大きな岩盤ひずみが測定された区間及び弾性波速度、透水性などの岩盤性状の変化した区間とほぼ対応しており、いわゆる緩み領域と見なすことができる。このように円周方向応力は緩み領域で著しく低下し、緩み領域とその奥の健全な岩盤部との境界で最大になり、それ以深では空洞の影響を受けない初期地圧状態に漸近して行くものと考えられる。

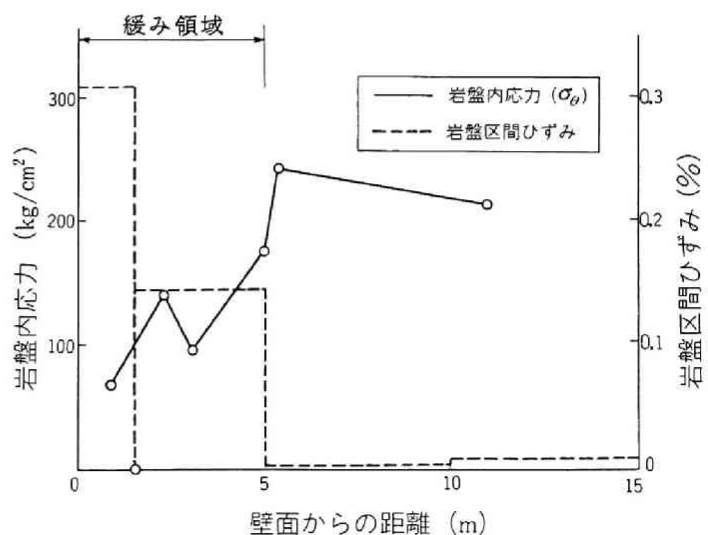


図-4.4.6 岩盤内応力と岩盤ひずみの分布

4.5 地下空洞に対する緩み領域の解析

4.5.1 解析の方法

(1) 解析モデル

4.4節で述べた今市地下発電所空洞に対してひずみ軟化解析を行い、解析による緩み領域と実測結果とを比較することにした。

当地下発電所付近の地質は砂岩及び粘板岩を主とする中・古生層と白亜紀～古第三紀の火成活動による流紋岩溶岩、溶結凝灰岩、花崗閃緑岩、石英斑岩などの酸性火成岩類からなる。この酸性火成岩類の活動は、基盤の中・古生層を貫いて、流紋岩溶岩の噴出にはじまり、続いて火山碎屑物を放出して厚い溶結凝灰岩を形成し、最後に花崗岩類の貫入をもって終了したとされている。

地下発電所が設置された地点の地質は、主として、上記の火成活動による熱変成作用を被って再結晶した中・古生層の珪質砂岩と、流紋岩質マグマが貫入時に基盤の砂岩や粘板岩の岩片を多量に取り込んで生成された流紋岩質角礫岩から構成されている。珪質砂岩及び流紋岩質角礫岩ともに新鮮堅硬でほとんどがC_H～B級と判定され、節理は前者には比較的発達しているが、後者では少ない。したがって、解析に当たっては地質の状態と岩質の差異を考慮した解析モデル（図-4.5.1）を設定した。

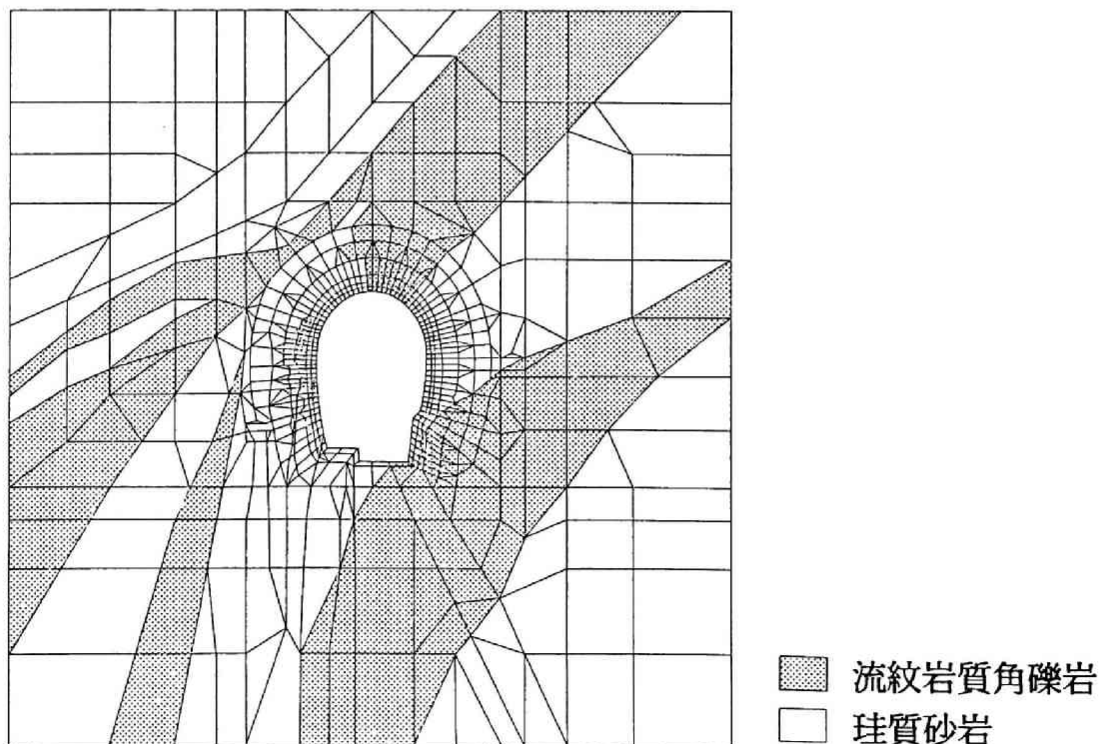


図-4.5.1 解析モデル

(2) 岩盤の物性値

破壊後の強度低下を考慮するため、現地で採取した珪質砂岩、流紋岩質角礫岩の供試体を用い、4.2節と同様の剛性三軸試験を実施してピーク強度 (C_p) 残留強度 (C_R) を求めた。試験結果は表-4.5.1の通りであり、残留強度はピーク強度の約2/3 ~ 1/2 であるが、内部摩擦角はほぼ同じであることがわかった。

そこで、原位置で実施された岩盤試験結果による破壊時せん断強度 (ピーク強度) に上述の C_R / C_p の比を考慮し、表-4.5.2に示す解析用物性値を設定した。

表-4.5.1 剛性三軸試験結果

岩 種	供試体	拘束圧 (kg/cm^2)	ピーク強度 (kg/cm^2)	残留強度 (kg/cm^2)	破 壊 形 態
珪 質 砂 岩	0 1	2 0	6 1 0	3 3 6	縦割れ 単一の割れ目
	0 2	4 0	7 7 6	5 6 4	カルサイトの脈の影響 を受けた縦割れ
	0 4	6 0	1 2 0 6	8 4 0	カルサイトの脈の影響 を受けたせん断
	0 5	1 0 0	1 7 4 8	1 0 6 8	同 上
流 紋 岩 質 角 礫 岩	5 0	2 0	6 4 7	3 6 6	複数の割れ目を伴う縦 割れ
	5 9	4 0	8 6 5	5 7 0	縦割れ、複数の割れ目 及び一つの卓越割れ目
	5 8	6 0	9 8 2	6 6 6	複数の割れ目を伴う縦 割れ
	5 4	8 0	1 6 5 2	1 1 0 4	せん断

岩 種	珪 質 砂 岩		流紋岩質角礫岩	
	$C(kg/cm^2)$	$\phi(^{\circ})$	$C(kg/cm^2)$	$\phi(^{\circ})$
ピーク強度	3 5.5	6 0.8	4 9.7	5 8.4
残留強度	2 2.8	5 3.4	2 9.8	5 3.2

表-4.5.2 解析用物性値

		珪 質 砂 岩	流紋岩質角礫岩
ひ ず み 軟 化 解 析	初期地圧	$\sigma_H = 8.3 kg/cm^2, \sigma_V = 9.9 kg/cm^2$	
	変形係数	$9.0 \times 10^4 kg/cm^2$	$1.8 \times 10^5 kg/cm^2$
	ポアソン比	0.25	
	ピーク強度	$C_p = 15.8 kg/cm^2$ $\phi_p = 30^{\circ}$	$C_p = 25 kg/cm^2$ $\phi_p = 30^{\circ}$
	残 留 強 度	$C_R = 7.9 kg/cm^2$ $\phi_R = 30^{\circ}$	$C_R = 12.5 kg/cm^2$ $\phi_R = 30^{\circ}$
弾 塑 性 解 析	初期地圧	同 上	
	変形係数	同 上	
	ポアソン比	$\nu_o = 0.25, \nu_f = 0.45$	
	強 度	$\tau_R = 19.0 kg/cm^2$ $\sigma_t = 20.0 kg/cm^2$	$\tau_R = 12.0 kg/cm^2$ $\sigma_t = 13.0 kg/cm^2$

4.5.2 解析結果及び考察

図-4.5.2は空洞アーチ部（前出の図-4.4.2におけるC1孔）における応力分布について、実測値と解析結果の対比を示したものである。空洞近傍では応力が緩和され、新鮮岩盤部との境界付近に高い応力ゾーンが形成されるという実測結果の傾向が解析結果には良く現われている。図-4.5.3には円周方向応力の分布について実測値、ひずみ軟化解析結果及びFEM弾塑性解析結果をあわせて表記したが、ひずみ軟化解析の結果は実測値とよく対応して上述のような傾向を示しているが、弾塑性解析ではそのような結果が得られていない。

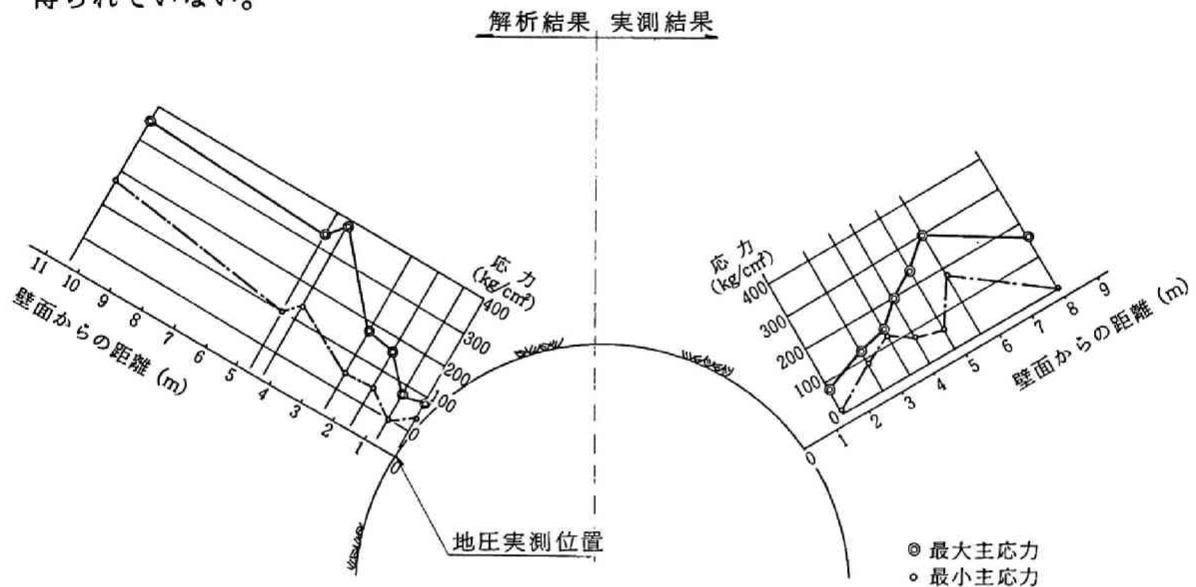


図-4.5.2 空洞アーチ部における応力分布

このようにひずみ軟化解析は、空洞周辺の緩みに伴う岩盤内の応力変化を表現することができるため、解析結果としての応力分布から緩み領域の範囲を判定することが可能である。従来の弾塑性解析は、このような応力分布を表現できないので、緩み定数（応力～ひずみ曲線が線形関係を失う応力状態を表わすそれぞれの岩盤に固有の定数）を指標に、破壊包絡線への接近度（ R ）から緩み領域を推定したり、ポアソン比 0.45 以上となる領域を緩み領域と判定し

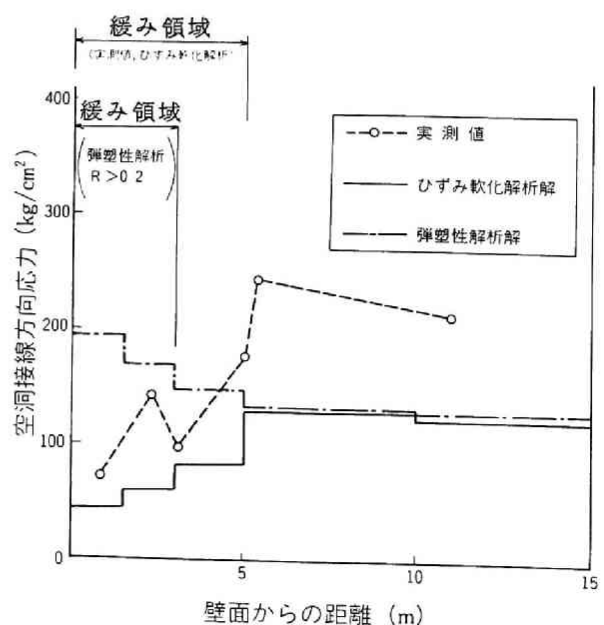


図-4.5.3 円周方向の応力分布

たりしている⁸⁾。しかし緩み定数は硬質岩盤の場合、岩石試験あるいは岩盤試験から求めることは困難であり、上記のような方法で判定された緩み領域の物理的な意味合いは今一つ不明確であった。従って剛性三軸試験に基づく物性値（残留強度）を用いて空洞周辺岩盤の強度低下を考慮した解析を行うことにより、周辺の応力分布から直接、緩み領域の範囲を予測する方がより精度の高い判定ができるものと思われる。

4.6 結 言

数値解析によって空洞の安定解析を行う上で、空洞周辺の緩み領域を精度良く判定するために、岩盤の破壊による強度低下を考慮した解析手法（ひずみ軟化解析）の実用性を検討した。得られた結果を要約すると以下のようである。

- (1) 岩石の破壊後の強度、変形特性を剛性三軸試験によって調べた。花崗閃緑岩、細粒砂岩などの硬岩の場合、軸差応力はピーク強度後、急激に低下し、やがてピーク強度よりも低い値で、ほぼ一定の応力を保ちながらひずみだけが進行する残留強度状態に至る。

この過程で体積ひずみはピーク強度付近までは収縮する傾向を示すが、強度低下時には内部クラックの発達により、卓越した破壊面が形成されるため一転して急激な膨張を示す。次いで、残留強度領域では強度低下時ほどの体積膨張は示さず、岩石は形成された破壊面に沿って滑る状態となっているものと思われる。すなわち、緩み領域における岩盤の強度はこのような破壊面沿いの滑動を主体とする残留強度状態に対応するものと思われる。

- (2) 残留せん断強度 (C_R) とピークせん断強度 (C_P) の比は $C_R / C_P = 1/5$ 程度となるが、残留内部摩擦角 (ϕ_R) とピーク時の内部摩擦角 (ϕ_P) はほぼ同じであった。また、初期変形係数 (D_0) と強度劣化時の変形係数 (D_n) には明らかな相関はみられなかったが、 D_n / D_0 はほぼ5倍以内であった。

- (3) 以上の結果を踏まえ、形状が単純な円孔モデルに対してひずみ軟化解析を行った。この結果、強度低下率 (C_R / C_P) が大きくなるほど緩み領域は拡大すること、変形係数の比率 (D_n / D_0) は緩み領域、壁面変位にほとんど関係しないこと、解析結果には初期地圧の側圧比が影響すること等を明らかにした。

- (4) さらに、同一モデルに対して行った弾性 F E M 解析、弾塑性 F E M 解析、ひずみ軟

化解析の結果を比較し、ひずみ軟化解析は空洞周辺の緩みに伴う応力緩和の状態を良好に表現できることを確かめた。

- (5) 実際の地下発電所における空洞周辺の緩み領域を弾性波速度、透水性、ポアホールテレビ観察による亀裂幅、地圧測定の結果から分析し、緩み領域では亀裂の開口や新しいクラックの発生が生じ、特に円周方向応力は緩み領域内で大きく低下し、緩み領域と健全岩盤部の境界付近で高い応力集中が生じていることを示した。
- (6) 上記の地下発電所地点の岩石について、剛性三軸試験により求めた強度低下率 (C_R / C_P) を用いて、岩盤の強度低下を考慮した解析を行った。解析の結果から空洞周辺の応力緩和域が実測の緩み領域と良く対応することを明らかにした。以上のことから岩盤の強度低下を考慮したひずみ軟化解析によって、解析結果として得られる空洞周辺の応力分布から直接、緩み領域を判定できることを示した。

参 考 文 献

- 1) S. Sture: Strain-Softening Behavior of Geological Materials and Its Effect on Structural Response, Ph.D Thesis, Univ. of Colorado, (1976)
- 2) S. Sture and H. Y. Ko: Strain-softening of brittle geologic materials, Int. J. Num. Anal. Methods in Geomech., Vol. 2, pp. 237-253 (1978)
- 3) Bieniawski, Z. T.: Mechanism of brittle fracture of rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 4, pp. 395-430 (1967)
- 4) W. R. Wawersik, C. Fairhurst: A Study of Brittle Rock Fracture in Laboratory Compression Experiments, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 7, pp. 561-575 (1970)
- 5) Hudson, J. A. et al: Optimizing the Control of Rock Failure in Servo-Controlled Laboratory Tests, Rock Mech., vol. 3-1971, pp. 217-224, (1971)
- 6) H. カスナー: トンネルの力学、森北出版、pp. 37-50 (1974)
- 7) 御牧陽一: 形状の異なる大断面空洞の掘削時挙動に関する研究、pp. 281-297、東京大学学位申請論文 (1985)
- 8) 本島、日比野、林: 岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発、電力中央研究所報告、No. 377012 (1978)

第5章 岩盤内地下水の挙動計測と解析

5.1 緒言

原油岩盤タンクの設計に際して、空洞掘削による地下水位の変動や空洞への湧水量を予測することは極めて重要である。予測の手段としては、第2章で述べたようなFEMによる数値解析法が有用と思われるが、この手法は実際の岩盤を対象としてその実用性が検討された例は少ない。

さらに空洞の力学的な安定性に関しては、従来の地下発電所等で変位計測を主体とする計測管理の方法について、多くの検討がなされているが、岩盤空洞に関連する地下水位、間隙水圧などの計測管理の方法についての実証的な研究例は少ない。

そこで本章では、石油備蓄実証プラントにおける地下水に関する計測の結果を基に、空洞掘削時の地下水挙動を考察し、それに基づいて地下水の計測管理の方法とFEM浸透流解析法の実用性について検討する。

さらに解析に必要な岩盤の透水係数や降雨涵養量などを評価する方法について考察し、地下水の挙動予測に当たって重要となる透水係数の実用的な推定法についての提案を行う。

5.2 岩盤内地下水の挙動

5.2.1 実証プラントにおける地下水の調査及び計測

(1) 調査及び計測の内容

貯油槽の気密、液密性と直接関連する岩盤の透水性、地下水位の変動並びに空洞周辺の間隙水圧の分布を計測することは、水封式岩盤タンクの機能を確認する上で最も重要である。したがって、実証プラントでは建設前に貯油槽周辺に31孔のボーリング孔を設け、岩盤性状や透水性などを詳しく調査した。透水係数はボーリング孔内におけるルジオン試験によって合計260ステージに及ぶ測定を実施した。その後、これらのボーリング孔を用いて空洞掘削前から完成後までの長期間にわたり地下水位、間隙水圧の計測を行った(表-5.2.1)。図-5.2.1は観測ボーリング孔の平面配置であり、雨量計、蒸発計、表面流出量計などの計測器の配置も併記した。

表-5.2.1 地下水挙動に関する計測項目

計測項目	測定箇所	測定点数	計器の種類
地下水位	観測ボーリング孔22孔	22点	圧力センサー型地下水位計
間隙水圧	観測ボーリング孔15孔	49点	圧力センサー型間隙水圧計
湧水量	作業トンネル、 ドライポンプ室、貯油槽	6カ所	ビット集水及び区分せきによる計測
降雨量	貯油槽上部丘陵	1カ所	転倒ます型自記雨量計
蒸発量	貯油槽上部丘陵	1カ所	自記蒸発計
地表流出量	丘陵周辺部	2カ所	パーシャルフリューム
貯油槽内圧、液位	貯油槽内	1カ所	精密圧力計、液面計

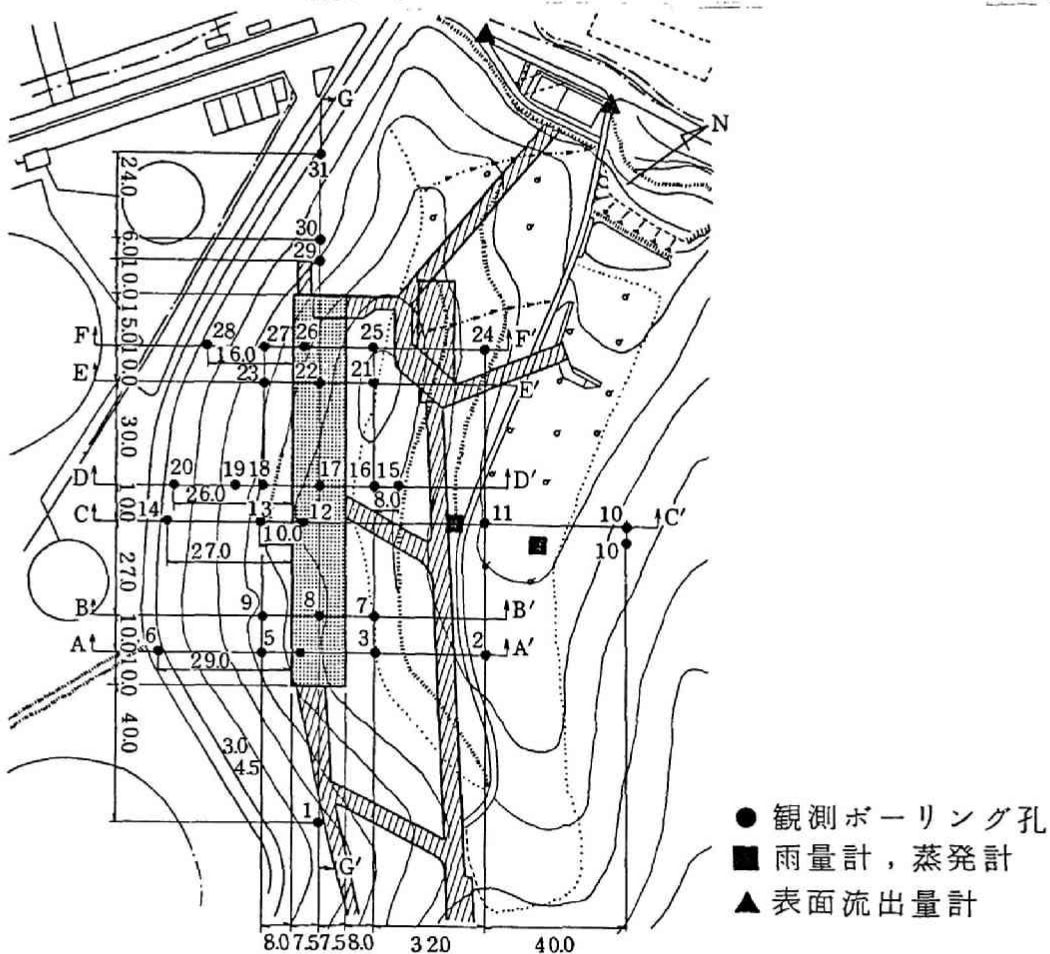


図-5.2.1 観測ボーリング孔の平面配置

(2) 透水試験

貯油槽周辺岩盤の透水係数の評価に当たっては、前述のごとく延べ2200mのボーリング孔内で実施した合計 260ステージのルジオン試験結果を用いることとした。

図-5.2.2は透水試験結果の頻度分布図であるが、当地点の岩盤は比較的均質で亀裂が少ないことから、透水係数のばらつきも少なく、ほぼ 10^{-6} cm/sec程度と見なせる。平面的な位置あるいは深度と透水係数の間には特に相関は見られず、全体としての透水係数はルジオン試験結果の平均値から 2.5×10^{-6} cm/sec程度と推定された。この推定の妥当性は、透水係数をパラメータにした浸透流解析を行い、作業トンネル、貯油槽の掘削時の実測湧水量に合致する透水係数を逆算した結果とほぼ一致したことからも確められた。¹⁾

(3) 地下水位の計測

地下水位の分布を推定し、掘削に伴う変動状況を把握するために、ボーリング孔内水位の計測を行うこととし、図-5.2.1に示したAA' ~ GG'の7測線上のボーリング孔内に合計22台の地下水位計を設置した(図-5.2.4参照)。

地下水位計は図-5.2.3に示すような圧力センサー型水位計をボーリング孔底に設置し、孔内水位に対応する水圧を電氣的に自動計測することとした。この孔内水位についてはボーリング孔口からスチールテープによって孔内水位を測定し、地下水位計による測定値のチェックを随時実施した。

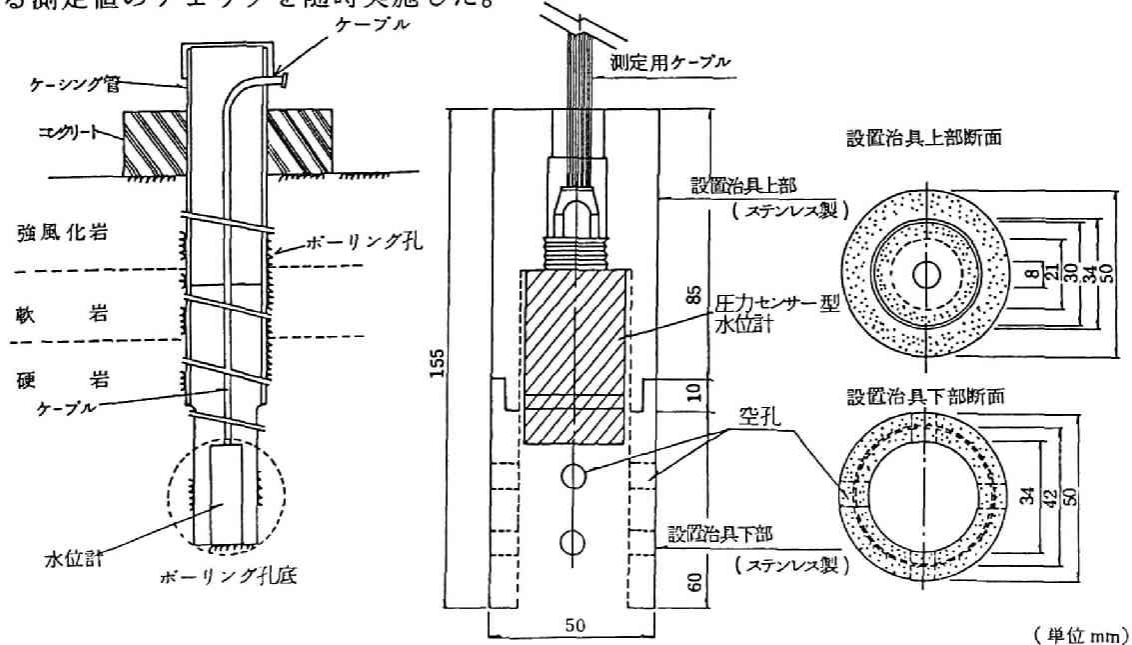


図-5.2.3 圧力センサー型水圧計の設置方法

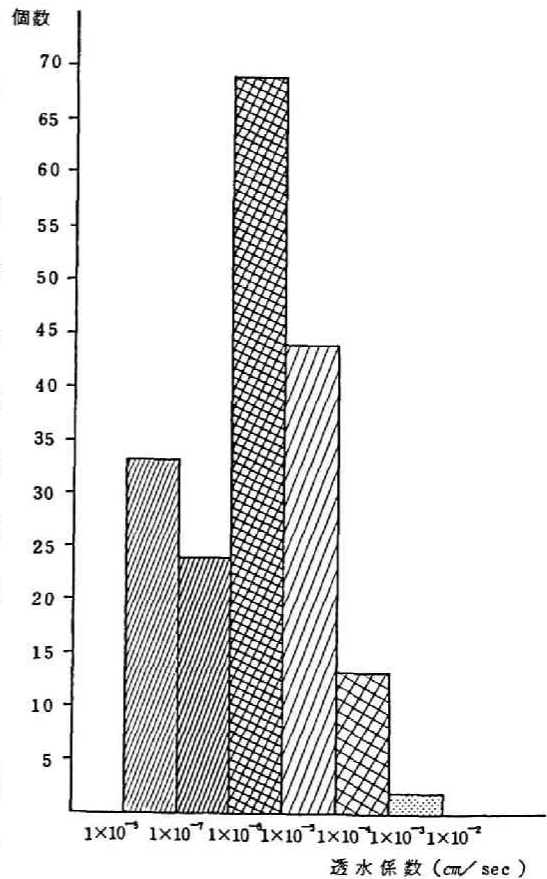


図-5.2.2 透水試験結果

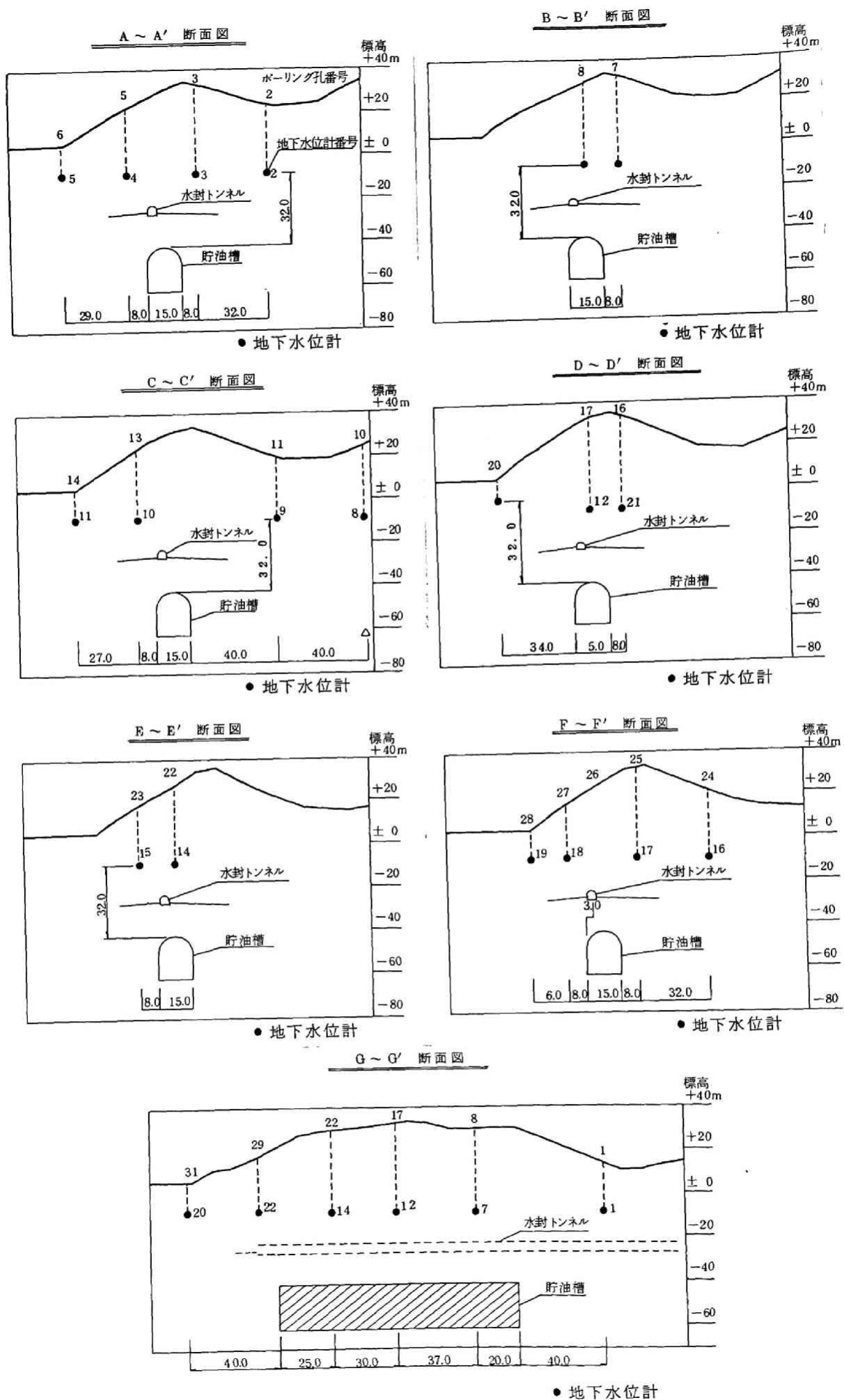


図-5.2.4 地下水位計の配置 (単位 m)

(4) 間隙水圧の計測

岩盤内の間隙水圧は、土中の間隙水圧やフィルダムにおける堤体内の間隙水圧のような連続性のある分布を示すとは思われず、亀裂の賦存状況などにより強い局所性を示すことが予想される。

実証プラントの場合、貯油槽内の加圧に対する気密性の確認のためにも空洞周辺の間隙水圧分布を知ることが必要であり、空洞周辺に設けたボーリング孔を用いてできるだけ多数の間隙水圧計を設置し、計測を行うこととした。

図-5.2.5はボーリング孔内における間隙水圧計の設置方法であり、計測断面は図-5.2.1のB-B'、D-D'、E-E'及びG-G'の4断面とし、図-5.2.6に示すように合計49台の間隙水圧計を埋設した。

(5) 湧水量の測定

実証プラントでは作業坑の掘進時から貯油槽の掘削終了までの期間及び貯油開始以後の長期間にわたって湧水量の実測を行った。

作業坑の掘進から貯油槽掘削完了までの工事中は、作業トンネルについては側溝及びピットでの集水量を測定し、ドライポンプ室及び貯油槽については、全体湧水量を工事用排水ピットで集中的に測定すると共に、局所的な湧水は集水シートによって測定した。

貯油開始以降は作業トンネルは水没されるため、空洞への湧水としては貯油槽本体とドライポンプ室が主体となり、これらへの湧水量は排水ピットからの排出水量を流量計により測定した。

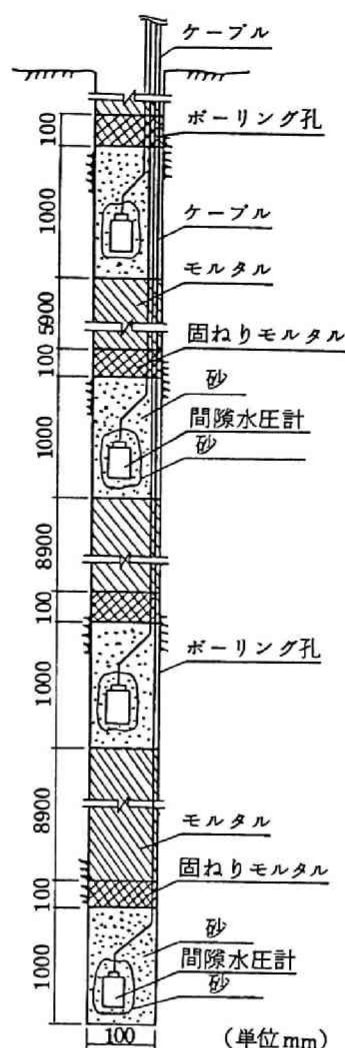


図-5.2.5 間隙水圧計の設置方法

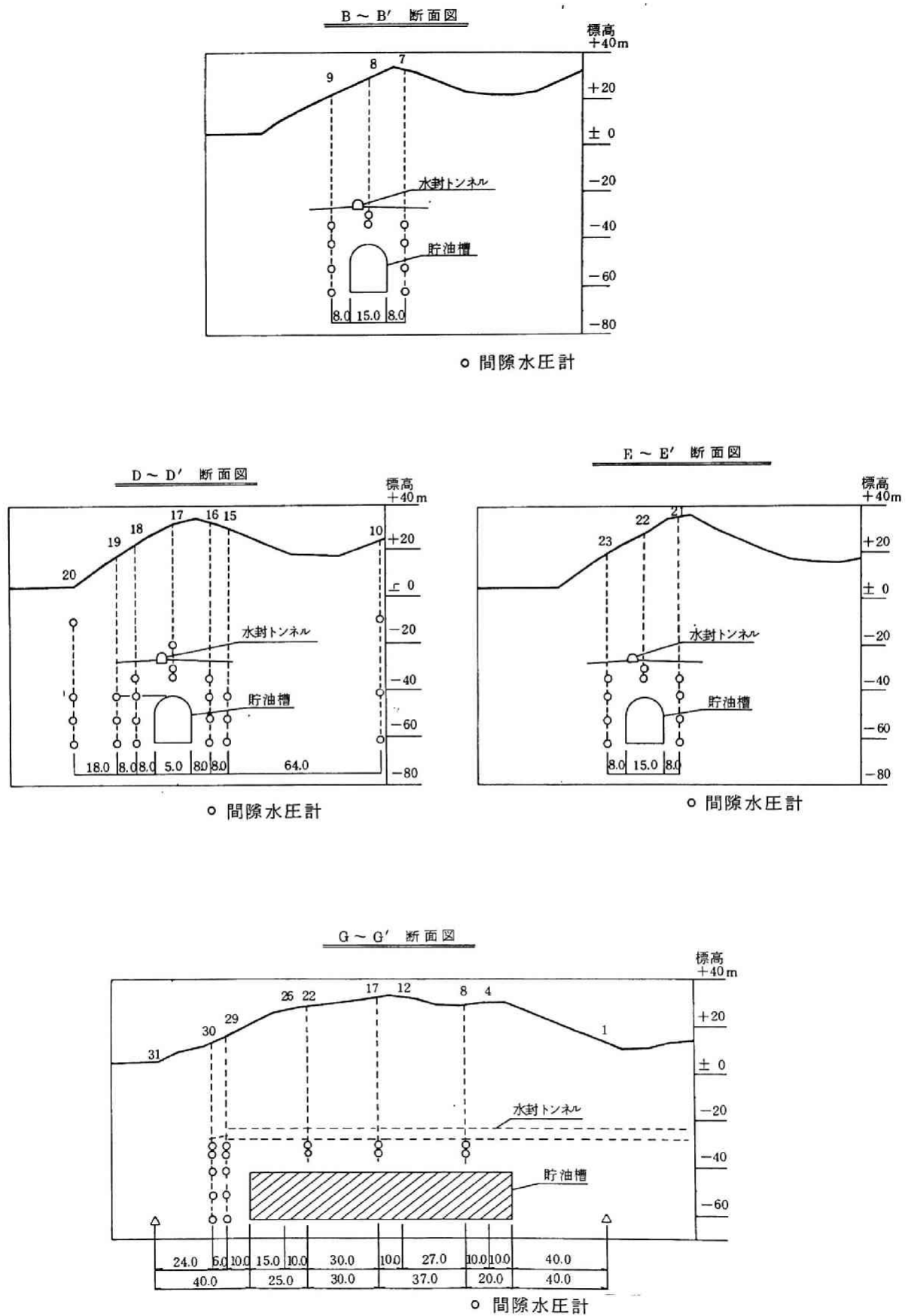


図-5.2.6 間隙水圧計の配置(単位 m)

5.2.2 計測結果及び考察

(1) 地下水位

地下水位の計測を開始した空洞掘削前（昭和55年 9月）から、掘削中および貯油槽完成後の昭和59年12月に至る4年間の地下水位面の経時変化を示したのが図-5.2.7である。

図-5.2.7(a)に示されているように、初期地下水面は東側の丘陵部から西側の海に向って地形にほぼ対応した形状を呈している。水封トンネル、作業トンネルの掘削が進むと図-5.2.7(b)、図-5.2.7(c)に示すように、それらのトンネルへの湧水により地下水位の低下域が局所的に出現する。とくに水封トンネルから54本の水封ボーリングを削孔した時点（図-5.2.7(d)）で、これらのボーリング孔からの排水に伴い、地下水位低下域は大きく広がっているのがわかる。ここで、水封トンネルに閉塞用プラグを設置し、注水を行うと図-5.2.7(e)に示したように約10日間で水位低下域は範囲がかなり狭くなっている。図-5.2.7(h)、図-5.2.7(i)は貯油槽の掘削終了時の地下水位であるが、貯油槽北端部の受入れ立坑、払い出し立坑への湧水によって水位低下域が再び広がっている様子が見られる。貯油槽の掘削が終了して1ヵ月後（図-5.2.7(j)）に貯油槽を閉塞し、受入れ立坑、作業坑を水没させると共に、上記の水位低下域は消滅し、作業坑等の水没2ヵ月後の時点（図-5.2.7(k)）では概ね掘削前の水位に近い状態に戻っていることがわかる。

その後、空洞掘削終了からほぼ1年後の時点（図-5.2.7(m)）で水封水の供給を停止して、それ以後約2年間の地下水位変化を計測したが、大きな変化は見られず地下水位は安定しているものと言える。

全体としての地下水面の変動は上述のように空洞への湧水と密接に関連していることが明らかである。

次に、空洞掘削中の期間について貯油槽中央断面（C-C'断面）での地下水位の経時変化を図-5.2.8に示した。地下水位は空洞掘削とともに低下するが、水封水供給後、水封トンネルに近い測点（Na11）では比較的早く水位回復が見られ、ほぼ当初の水位にまで回復しており、遠方の測点（Na10）においても水位低下の傾向は収束している。

Na13、14は空洞に近いが岩質は良好で亀裂も少ないため、水位変動幅は小さく、

No.11は比較的亀裂が多かったことや、作業トンネル掘削の影響をもあわせて受けているため変動幅が大きかったものと考えられる。

以上のように、地下水位の変動は空洞への湧水と密接な関連性を有しており、空洞への湧水は地質状況、とくに流水経路となる亀裂の存在に支配されることが明らかである。

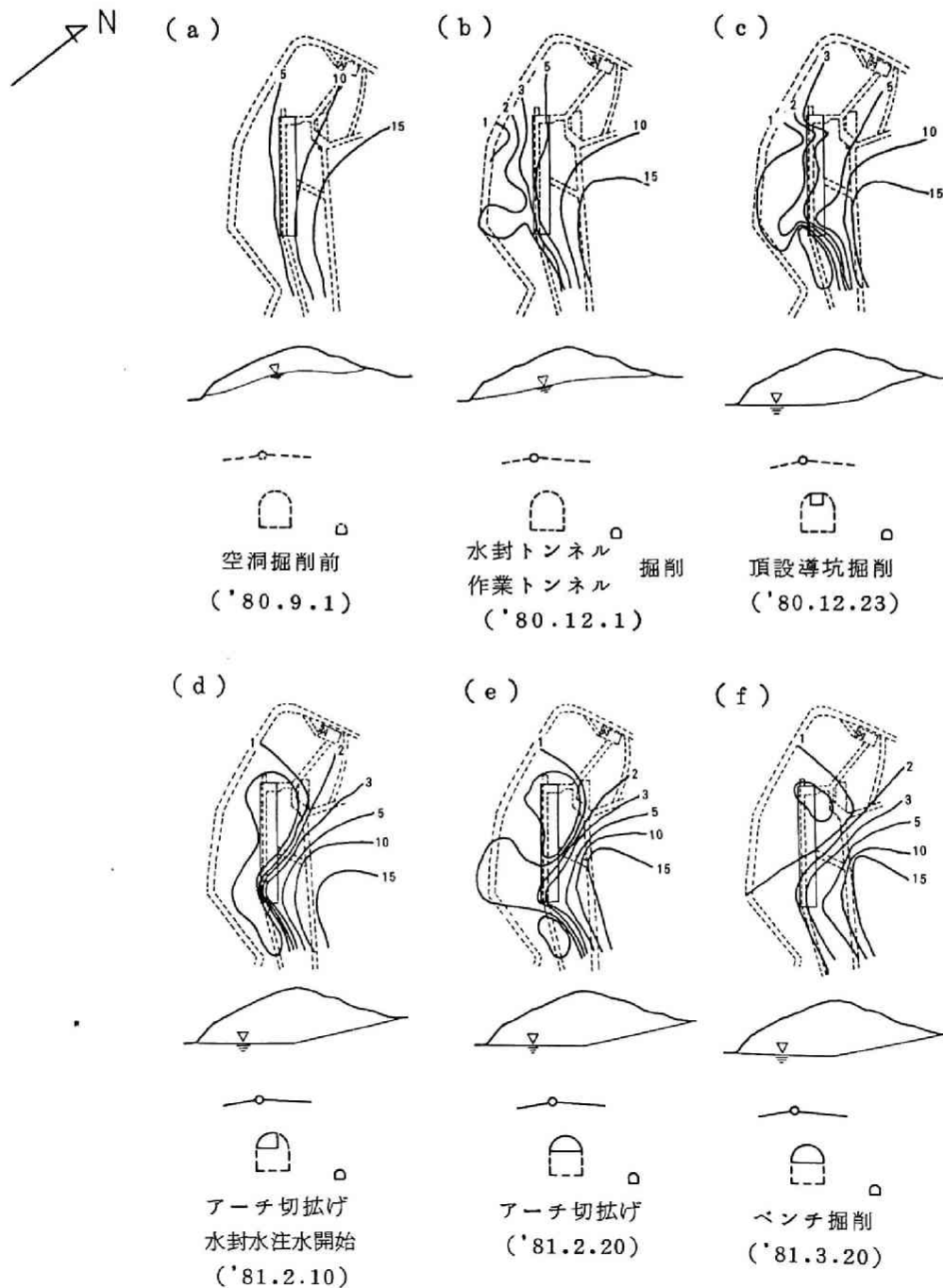


図-5.2.7(1) 地下水位平面分布の経時変化
(単位：E L (m))

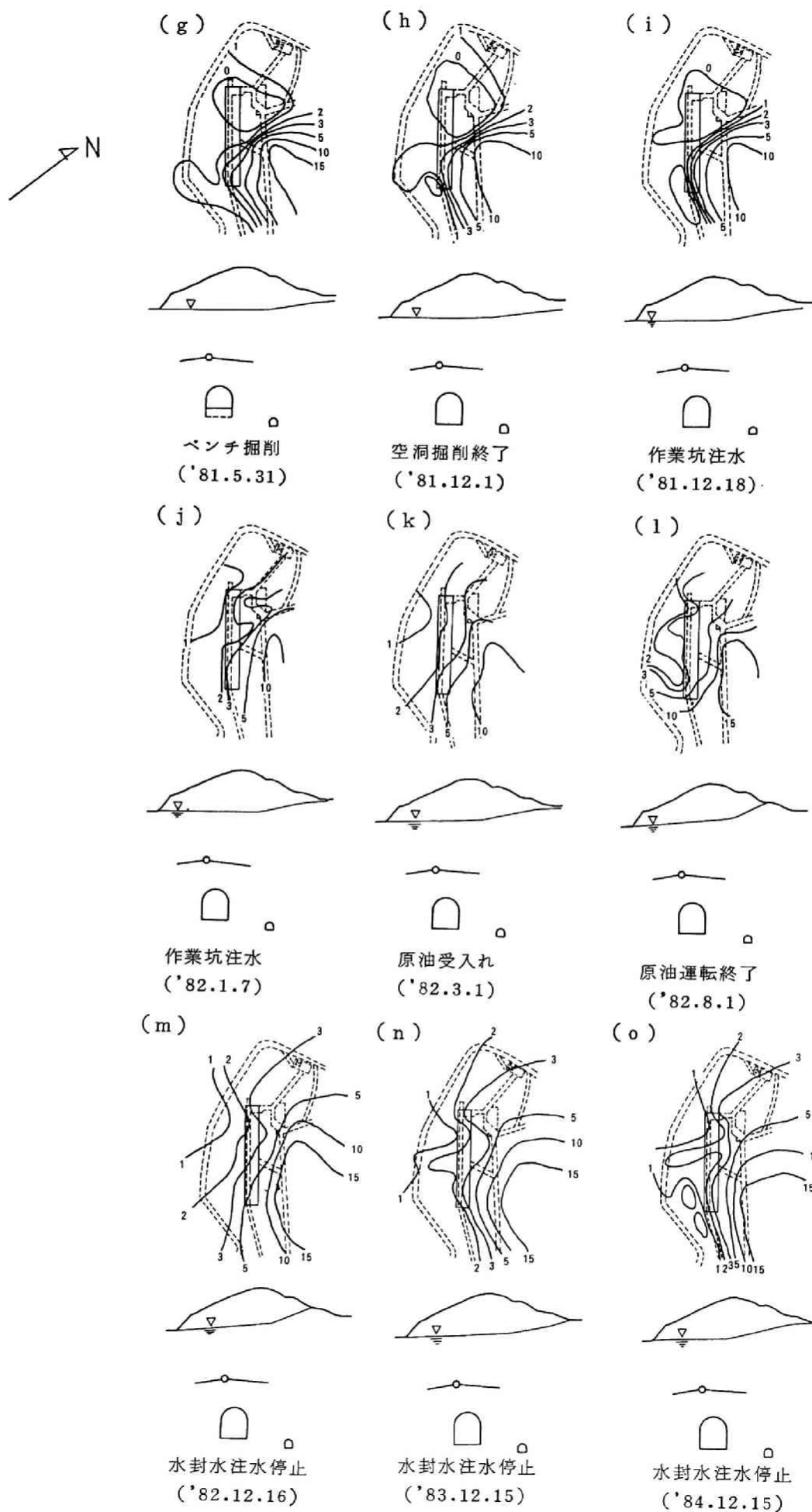


図-5.2.7(2) 地下水位平面分布の経時変化

(単位: E L (m))

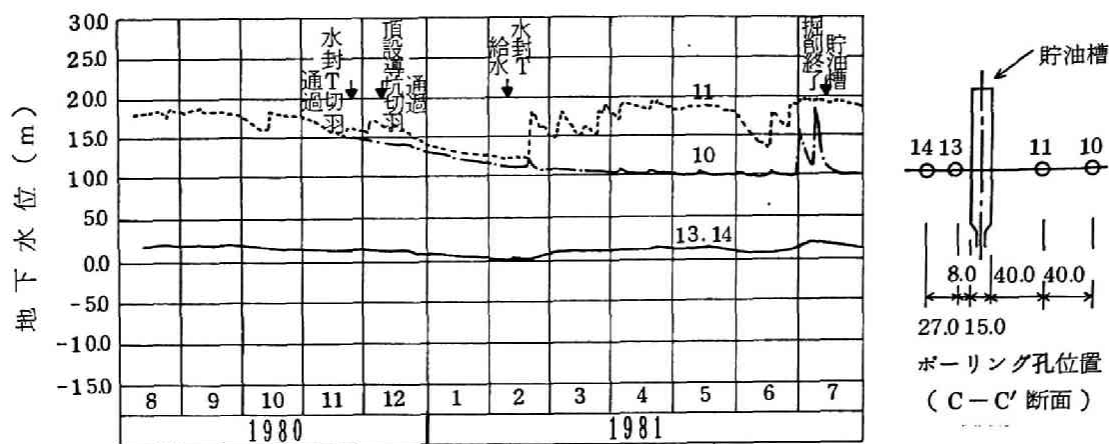


図-5.2.8 地下水位経時変化図

(2) 間隙水圧

空洞中央断面 (D-D') での掘削前から貯油槽完成後までの間隙水圧の変化を等圧線図で表わしたものが図-5.2.9である。

まず、掘削期間中は掘削前の状態 (図-5.2.9(a)) に比べ、掘削の進展と共に空洞の周辺に間隙水圧の低下域が広がってゆく (図-5.2.9(b))。水封トンネルへの注水後は、空洞周辺の間隙水圧が回復し (図-5.2.9(c))、等間隙水圧線は貯油槽と作業トンネルを包んだ形となる。但し貯油槽の両側を比べてみると、作業トンネル側がその反対側 (海側) に比して間隙水圧の低下域が大きい。これは作業トンネル自体の存在と図-5.2.10 に示すように、この部分にはいくつかの破碎帯が集中していることによるものと考えられる。掘削終了後 (図-5.2.9(e)) 作業トンネルへ注水すると、作業トンネル周辺の間隙水圧は回復し、図-5.2.9(f) は気密試験の最高圧時 (空洞内圧 $2.31 \text{ kg/cm}^2 \text{ G}$) であるが、貯油槽周辺の間隙水圧が内圧に対応して上昇していることがわかる。これとは逆に最低圧時 (空洞内圧 $0.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ G}$) では図-5.2.9(g) のように空洞周辺に内圧に対応した圧力低下域が発生している。このように貯油槽周辺岩盤中の間隙水圧は貯油槽の圧力変動に対してかなり敏感に反応することがわかる。

次に貯油槽中央断面内の間隙水圧の経時変化のうち特徴的な例を図-5.2.11 に示した。水封トンネル周辺の間隙水圧 (計器No18、19) は、水封トンネルの切羽が数10m手前に接近した時点から低下が始まり、切羽通過時の2、3日間で急速に低下し、その後、水封トンネルへの給水開始とともに上昇している。貯油槽中央部の作業トンネル側 (山側) の間隙水圧 (No12) は、水封トンネルおよび貯油槽の頂設導坑通過時に、

急速な低下が見られるが、水封トンネル給水後も上昇は見られない。一方、海側の間隙水圧（Na22）は水封トンネル掘削時に緩やかな低下を示し、頂設導坑掘削時には急速な低下を生じたが、水封水供給後は再び間隙水圧が上昇している。

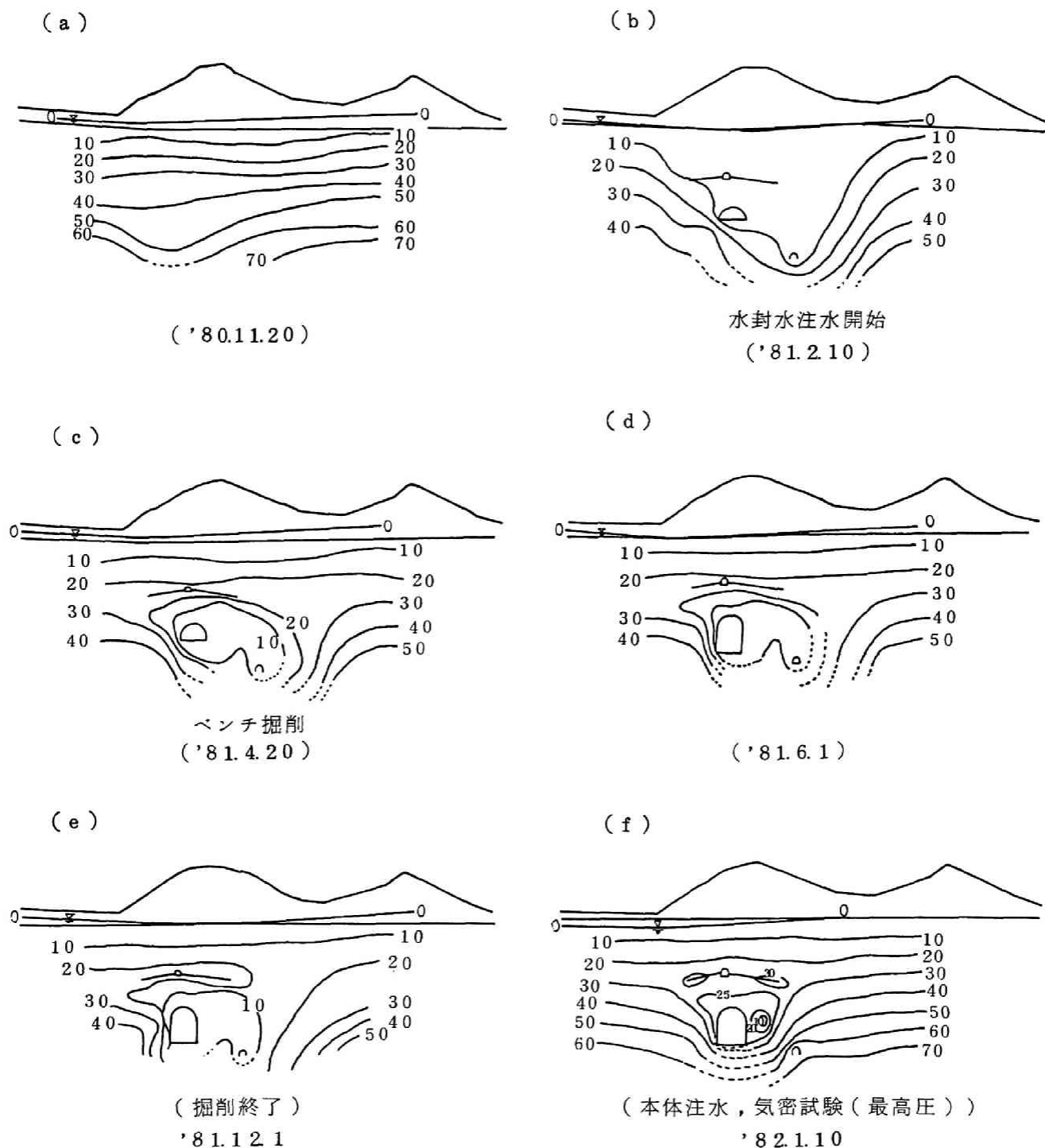


図-5.2.9(1) 周辺間隙水圧の経時変化（間隙水圧の等圧線図の単位：水頭m）

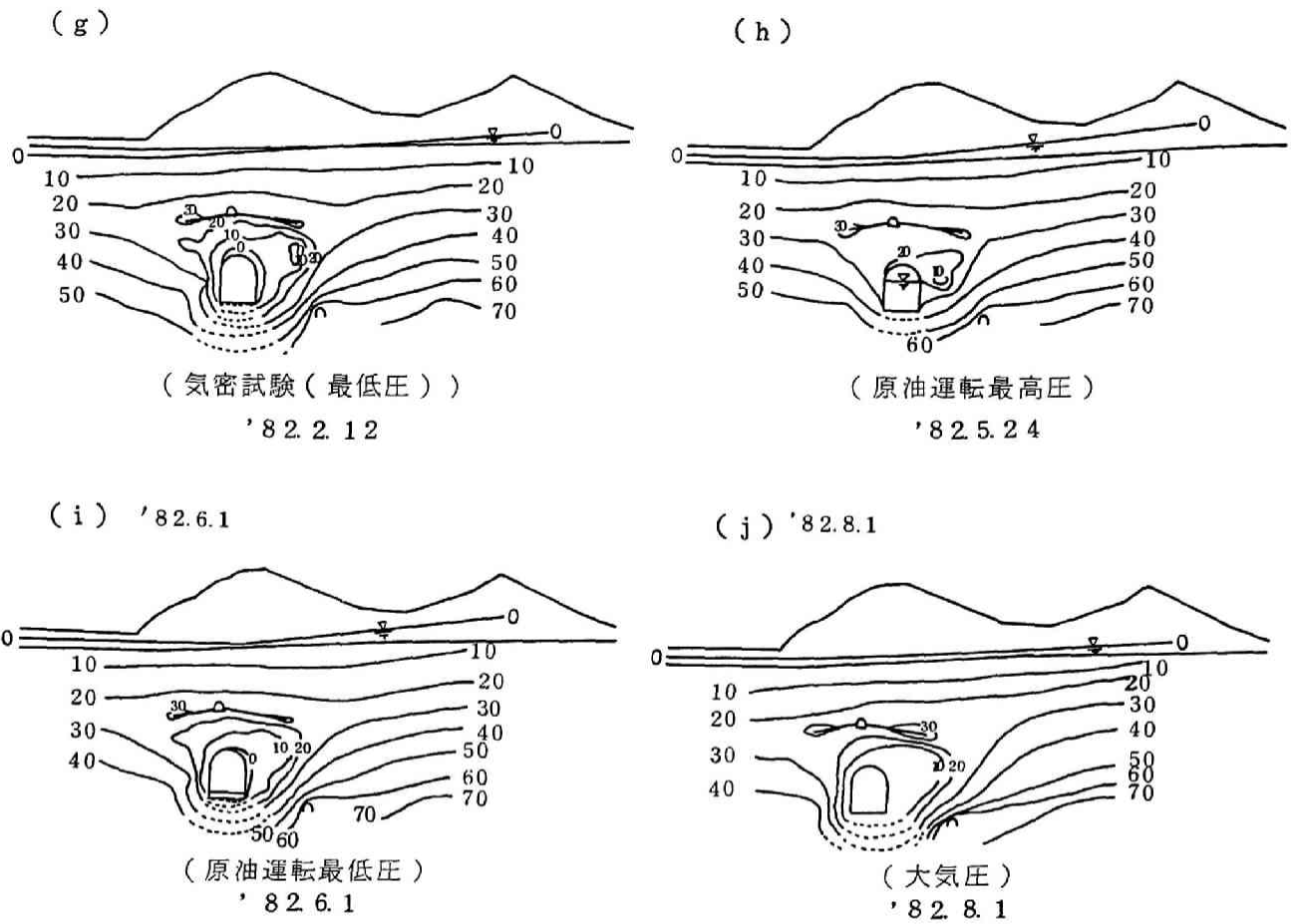


図-5.2.9(2) 周辺間隙水圧の経時変化 (間隙水圧の等圧線図の単位: 水頭m)

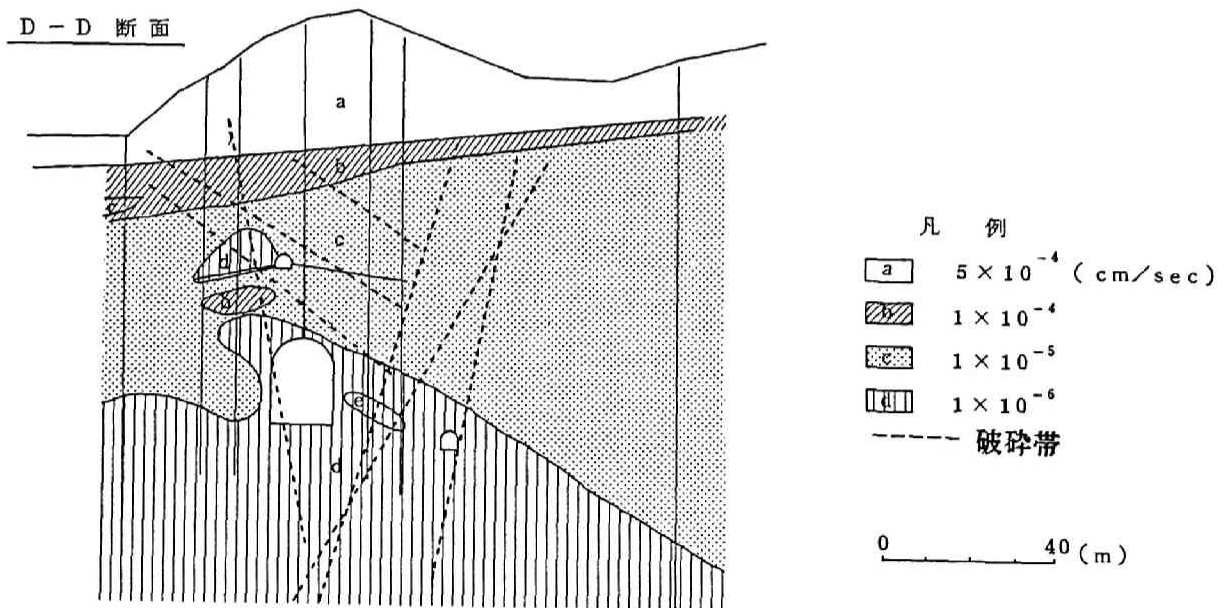


図-5.2.10 透水係数と破砕帯の分布

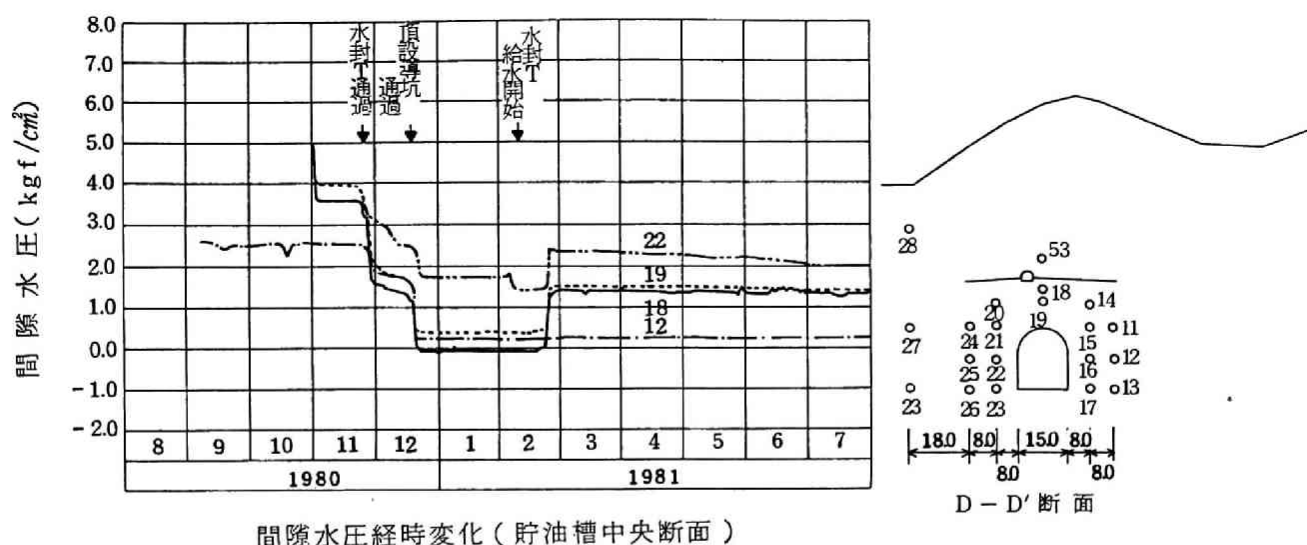


図-5.2.11 間隙水圧経時変化図（貯油槽中央断面）

図-5.2.10 はボーリング孔における透水試験結果から貯油槽周辺の岩盤の透水係数の分布を推定し、ゾーニングを行い破碎帯位置と共に示したものである。透水性の高い部分は他に比べて亀裂が発達しており、上記のような山側、海側の間隙水圧計の反応の差は岩盤の透水性の差異からも説明できる。

このように、空洞周辺の間隙水圧は空洞内部が大気圧状態であればそれに対応して圧力低下が生じ、その程度は岩質（亀裂の密集度）すなわち岩盤の透水性の差異によって異なるほか、空洞に連続する破碎帯などの卓越した地下水流路の存在によって大きく左右されることがわかる。

以上に述べたように、地下水挙動の把握のための計測管理に際しては、卓越した亀裂や破碎帯の周辺は地下水位、間隙水圧ともにその低下が著しいこと、貯油槽に連結した立坑の周辺では水位低下が大きいことなどから、計測にあたってはこのような場所を重点的に監視する必要がある。

(3) 降雨浸透量

空洞への湧水量、地下水位などの変動に影響を与えるもののひとつに降雨による地下水補給がある。

いま、水収支を図-5.2.12 のような模式図で考えた場合、対象領域を側方からの流入のない分水界に選ぶと岩盤への降雨浸透量（ i ）は、降水量（ P ）と蒸発散量（ E ）および表面流出量（ R ）などの水文諸量を計測することによって

$$i = P - E - R$$

の式から算定することができる。

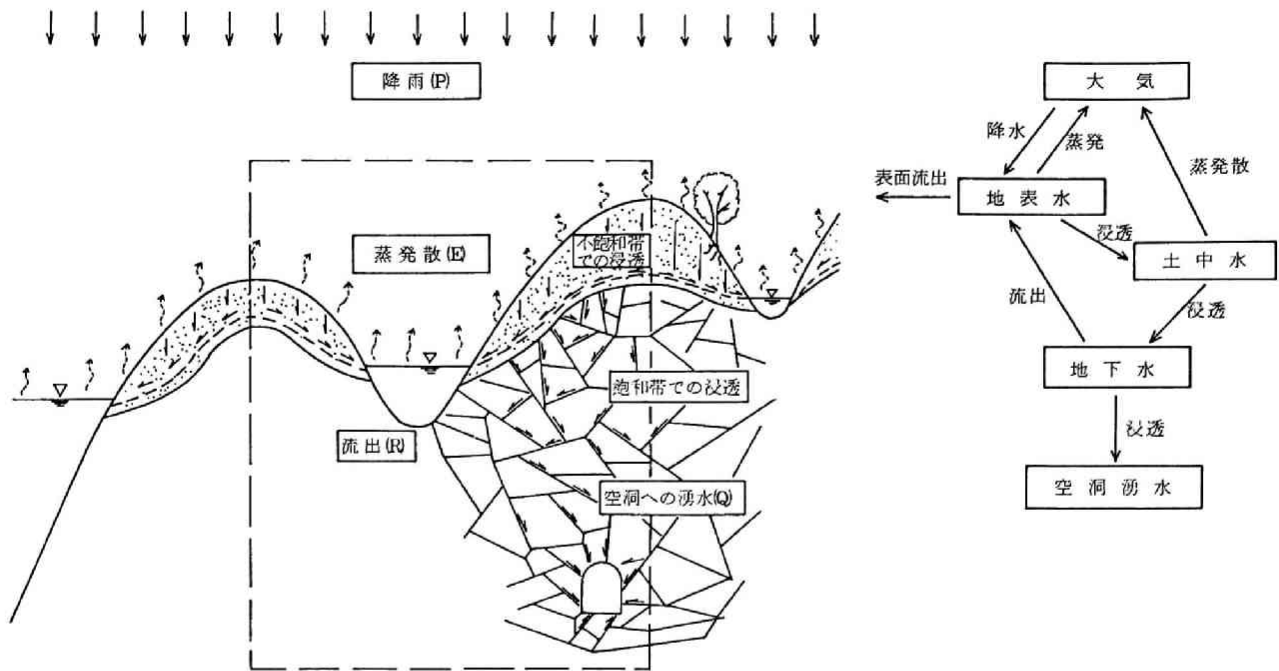


図-5. 2. 12 水収支の概念

図-5. 2. 13 は実証プラントで水文諸量の計測結果から上述のようにして降雨浸透量を求め、昭和58年から60年までの3年間についての経時変化を示したものである。

月ごとの変化をみると、降雨量の少ない8月を中心とする期間は浸透量が負の値、すなわち地盤内に保持されていた地下水が蒸発散や表面流出によりしぼり出されている期間で、これはボーリング孔内水位の季節変動をみると、この期間に水位低下が生じていることから裏づけられる。

年変化については、昭和58年（年間降雨量1104.0mm）には年平均降雨浸透量が0.81 mm/日であったのに比べ、昭和59年（年間降雨量 924.5mm）は少雨年であり、平均降雨浸透量は 0.53 mm/日となっている。逆に昭和60年（年間降雨量1388.0mm）は平均降雨浸透量が 1.53 mm/日と5月、6月の降雨の多さを反映した結果となっている。

このように、降雨浸透量は月ごと、あるいは年ごとの変動はあるが、建設中の期間に対応する昭和55年度が 1.820mm/日、昭和56年度が 0.690mm/日、昭和57年度が 0.510mm/日であったことを併せて考えると平均的にはほぼ 1.0mm/日を中央値として 0.5mm/日から 1.5mm/日の間を変動するものと思われる。

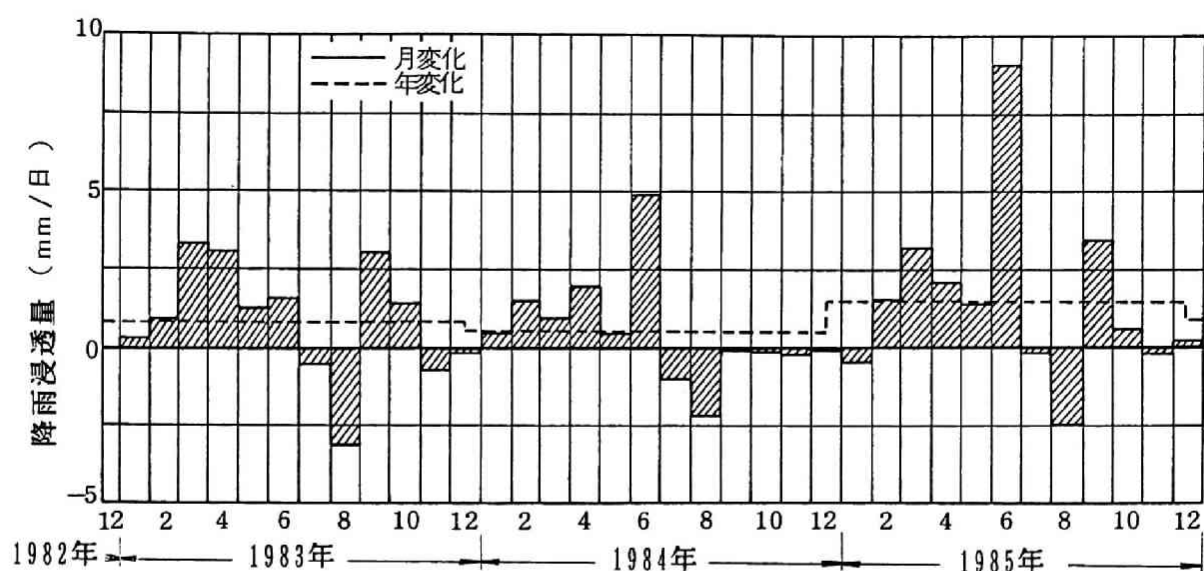


図-5.2.13 降雨浸透量経時変化図

5.3 浸透流解析法の実用性の検証

5.3.1 解析の方法

岩盤内空洞への湧水量、周辺岩盤の間隙水圧、地下水位の変動などの問題を扱う場合、対象となる地盤の複雑さのために、水理学的な厳密解を求めることは困難であり、問題に応じて極めて理想化したモデルに対する理論解を求めるか、模型実験あるいは数値解析を行うことが多い。

FEMを主体とする数値解析はこの種の分野でもかなり有用であると思われ、ここでは5.2節で述べた地下水に関する実測結果に基づき、これらの数値解析手法の実用性を検討する。ここで取り扱うのは鉛直二次元断面に対する飽和・不飽和浸透流解析^{2), 3)}および準三次元解析⁴⁾である。

(1) 鉛直二次元浸透流解析

二次元断面内の浸透流の基礎方程式は次式で示される。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \frac{\partial (h_p + h_e)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ K_y \frac{\partial (h_p + h_e)}{\partial y} \right\} = (C + \alpha S_s) \frac{\partial (h_p + h_e)}{\partial t} \quad (5.3.1)$$

ここに、 h_p : 地盤内の間隙水圧を示し、負の値は自由地下水面以上の
サクション圧を示す。

h_e : 位置水頭

K_x, K_y : x 、 y 方向の透水係数

C : 比水分容量 ($= d\theta / dh_p$)
(飽和で $C = 0$ 、 θ は体積含水率)

S_s : 比貯留係数

α : $\begin{cases} 0 & (\text{不飽和領域}) \\ 1 & (\text{飽和領域}) \end{cases}$

このような鉛直二次元解析は、代表的な解析断面に関する浸透現象を取り扱うもので解析断面外への流れは無視している。従って、例えば空洞周辺の間隙水圧分布や空洞への湧水量の算定などに対しては有用であるが、平面的な広がりをもつ地下水面形状の変化を取り扱う場合は適用性が少ない。

(2) 準三次元解析

広い範囲にわたる地下水面形状の変動を問題にする場合には、平面二次元解析、深さ方向の水理定数変化を考慮した準三次元解析⁴⁾、三次元解析などの解析法を用いることが考えられる。岩盤空洞の場合には地山は、新鮮な岩盤上部に表土・風化層をもつ多層モデルとして扱う必要があり、地下水面位置に応じた透水性や空隙率の変化を考慮するためには、平面二次元解析では検討が困難である。より精度の高い解析を行うには飽和領域、不飽和領域の両者を対象とし、さらに降雨涵養量をも考慮することが必要となる。

このような解析法としての飽和一不飽和の準三次元解析と三次元解析のうち、取り扱いが簡単な前者について検討する。

いま、水平方向に X 、 Y 軸、鉛直上向きに Z 軸を設定すれば三次元の浸透流の基礎方程式は式 (5.3.2) で表わされる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right\} + Q \\ = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial h}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (5.3.2) \end{aligned}$$

ここに、 K_i : i 方向の透水係数 ($i = X, Y, Z$)

Q : 流出入量

C : 比水分容量

S_s : 比貯留係数

h : 全水頭

t : 時 間

α : $\begin{cases} 0 & (\text{不飽和領域}) \\ 1 & (\text{飽和領域}) \end{cases}$

ここで、地下水流を水平方向の流速に比べて鉛直方向の流速が無視出来る準一様流とみなし、式 (5.3.2) を地下水面以下の地層厚さ b で Z 方向に積分すると式 (5.3.3) が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right\} + Q = (S_1 + S_2) \frac{\partial h}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (5.3.3)$$

ここに、 T_i : i 方向の透水量係数 ($i = X, Y$)

S_1 : 有効間隙率

S_2 : 貯留係数

Q : 流入量または排水量

式 (5.3.3) が準三次元浸透流解析手法の基礎方程式である。

ここで透水量係数 T_i は地層厚さとその層の透水係数の積として定義される。

S_1 は水位低下による不飽和領域内で地盤から排水される水の量すなわち有効間隙率に対応し、 S_2 は地層の比貯留係数 S_s と層の厚さの積である。

式 (5.3.3) 中の Q は、流入量として降雨浸透量 (i) を、排水量として空洞湧水量を考慮することができる。例えば、鉛直二次元解析で空洞湧水量を事前に推定し、式 (5.3.3) 中の Q に排水条件としてその量を与えると、空洞への湧水の影響を考慮した解析ができる。

5.3.2 解析結果及び考察

(1) 鉛直二次元飽和・不飽和浸透流解析

図-5.3.1に示す解析断面は、実測の地下水位平面分布から判断される地下水流れの卓越方向としたため、貯油槽を斜めに切断する断面となっている。透水係数は岩盤に対しては5.2.1項で述べたように、ルジオン試験結果から求めた $K = 2.5 \times 10^{-6}$ (cm/s)を用いた。風化帯の透水係数は岩盤中のCⅠ級岩盤に相当する部分のルジオン試験結果を参考に $K = 5.0 \times 10^{-4}$ (cm/s)とした。貯油槽内の液面高及びベーパー圧力については実測値を期間ごとに直線で近似して解析に用いた(図-5.3.3参照)。また、降雨涵養量は解析対象期間(昭和57年12月～昭和60年12月)の3年間の平均値、0.957mm/日で一定として解析した。

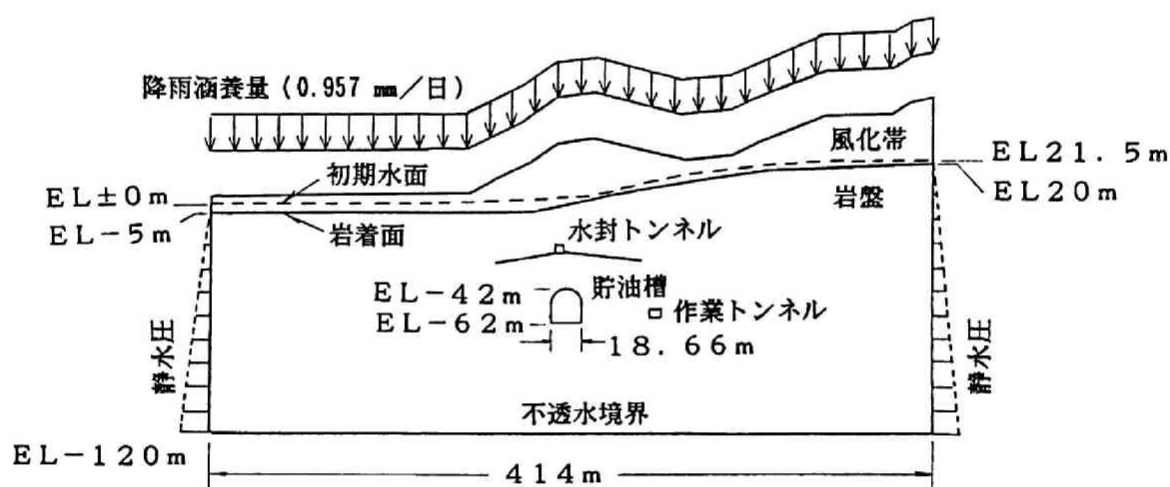


図-5.3.1 菊間実証プラントの鉛直二次元解析モデル

解析結果を地下水位についてみると、解析期間中の地下水位変動量はいずれの地点でも小さく、解析断面上での地下水位の実測平均低下量が0.27m～0.97mであったこととほぼ対応している。また、解析の結果得られた貯油槽湧水量を実測値と共に図-5.3.2に示した。同図によれば、貯油槽内圧の変化による湧水量の経時変化の傾向は解析結果と実測値がよく対応しているが、湧水量自体の値は解析結果が実測値に比べ全体に大きめとなっている。

貯油槽掘削終了直後(昭和56年9月18日)の湧水量は、貯油槽で約44t/日であったが、約1年後の昭和57年末には約23～24.5t/日まで減少した。

さらに昭和60年末の湧水量は図-5.3.2にも示されているように20t/日程度まで減

少している。これは岩盤の透水性が亀裂の目詰まり等により低下したためと思われ、解析による湧水量が透水係数に比例することを考慮すれば、解析結果は実測値によく対応しているものと判断される。

さらに図-5.3.3は貯油槽の内圧を示したものであるが、図-5.3.2と比べると明らかなように、内圧が上昇すると湧水量が低減し、逆に内圧が低下すると、湧水量が増大する傾向を示し、その時間遅れも極めて短いことが認められる。

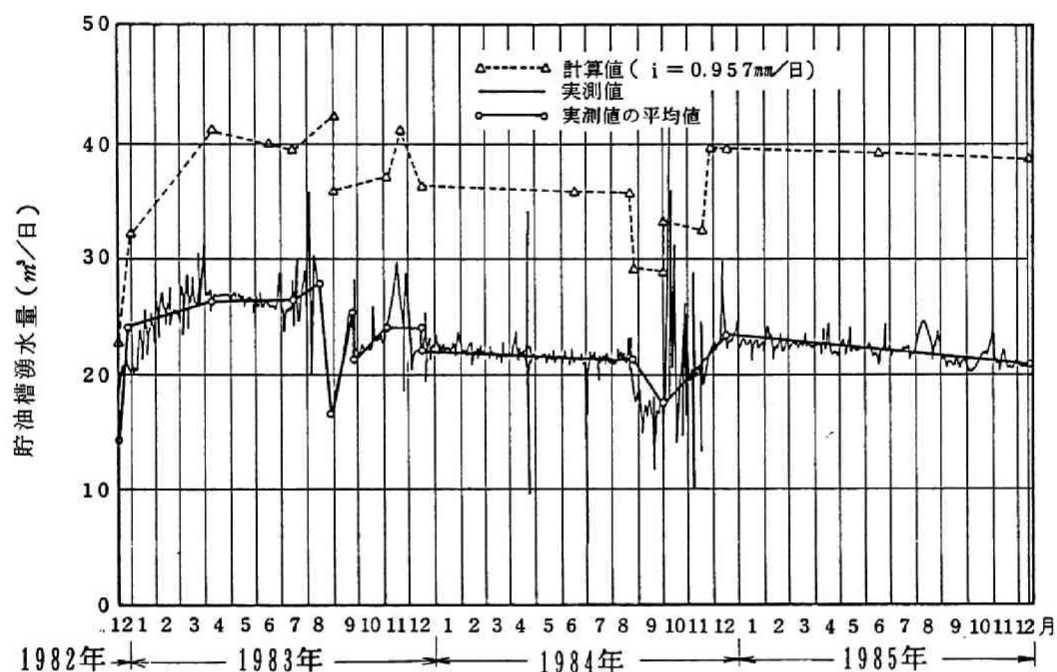


図-5.3.2 貯油槽湧水量の経時変化（実測値及び解析結果）

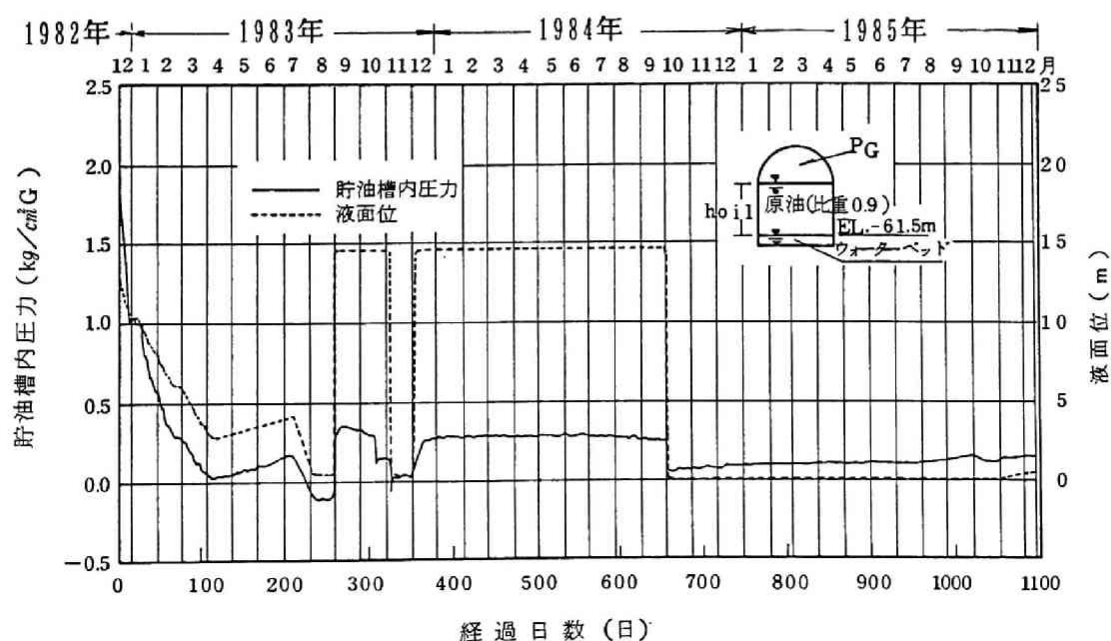


図-5.3.3 空洞内圧と液面位の経時変化

(2) 準三次元飽和・不飽和浸透流解析

図-5.2.13 に示した降雨涵養量の月ごとの変化を涵養量として与え、さらに図-5.3.2 に示す貯油槽及びドライポンプ室の湧水量の実測値を入力し、昭和52年12月から昭和60年12月までの3年間にわたる地下水位の平面分布を非定常準三次元解析で求めた。結果を観測ボーリング孔位置での平均水位に整理し直し、実測値と比較したものが図-5.3.4である。これによれば、実測地下水位のピーク部分を別とすれば、解析結果は地下水位の複雑な上昇・下降傾向をかなりの的確に追跡できており、季節変動の傾向も再現していることがわかる。

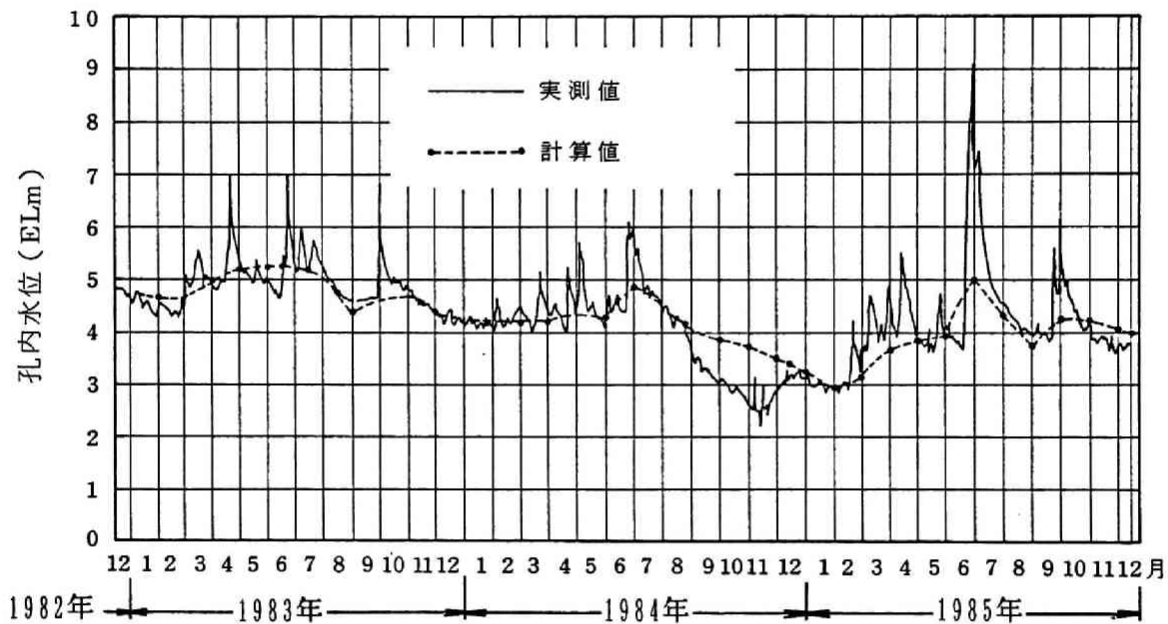


図-5.3.4 ボーリング孔平均水位の計算値と実測値の比較

(3) 考 察

鉛直二次元断面に対する浸透流解析では、空洞への湧水量が空洞内圧に応じて増減する様相を良く再現しており、湧水量の値も実用上はほぼ妥当な予測ができたものと思われる。しかしながら、空洞湧水量が時間の経過と共に漸減して行くという実測結果からみると、岩盤の見掛けの透水係数は亀裂の目詰まりなどによって変化することが予想され、このことは長期間の湧水量予測については透水係数変化の時間依存性を考慮する必要があることを示唆している。

また、地下水位については、当地点での実測地下水位の変動が少なかったことに対

応して、対象とした解析断面内での地下水位変化はかなり小さい値を得た。このことは、当地点のような透水係数を持つ岩盤では、降雨浸透量と空洞湧水量の収支がバランスし、大幅な水位低下が生じなかったという実測結果を表現し得たものと思われる。

さらに、広い範囲での地下水面変動に関して準三次元解析法を適用したが、降雨浸透量を月毎に変化させて与えることにより、実測地下水位の季節変動にもよく対応した結果が得られた。

以上のことより、岩盤の透水係数と降雨浸透量という入力条件を適切に与えることによって、鉛直二次元解析は湧水量予測に、準三次元解析は地下水面の変動予測に対して実用的なレベルで十分適用が可能であると思われる。

5.4 岩盤の透水係数の推定法

岩盤中には種々の亀裂や空隙があり、地下水の流動経路という観点からは極めて複雑な構造をしている。しかし、方向の様々な割れ目が不規則に存在する場合には、その岩盤は巨視的にみて等方・均質な多孔質媒体として取り扱うことができよう。5.3節では上記のような前提での解析結果を実測値によって検証し、このような考え方の妥当性を確かめた。さらに空洞の湧水量や地下水位の変動に対し、岩盤の透水係数が重要な影響を与えることを指摘した。

岩盤の透水係数は室内試験では求めることができず、ボーリング孔を利用した原位置透水試験法（ルジオンテスト）が広く用いられている。このような試験で得られる値は、試験区間の周囲数m程度の局所的な透水性を表わしたものと考えられ、広い範囲にわたる岩盤全体としての透水係数を決定するにはかなりの量の試験を行う必要がある。

実証プラントでは貯油槽周辺のボーリング孔で実施した数多くのルジオンテスト結果から透水係数を設定し、このような原位置試験の有用性を確かめたが、実用規模の備蓄基地のように広い範囲を対象とする場合は試験に要する労力、時間、費用は多大なものとなる。

そこで、原位置透水試験を補う、あるいはそれに代る岩盤の透水係数の推定法について検討してみる。

5.4.1 地下水位からの透水係数の推定

(1) 対象地域

検討の対象地は岩手県久慈市であり、実用規模の岩盤タンク建設のための調査として、図-5.4.1に示したように花崗閃緑岩体中の延べ3500mに及ぶボーリング孔において孔内水位の測定とルジオン試験が実施されている⁵⁾。透水係数は図-5.4.2に示すように広い範囲にわたってばらつくが、ボーリング孔の位置あるいは深度と透水係数との関連性は見られない。

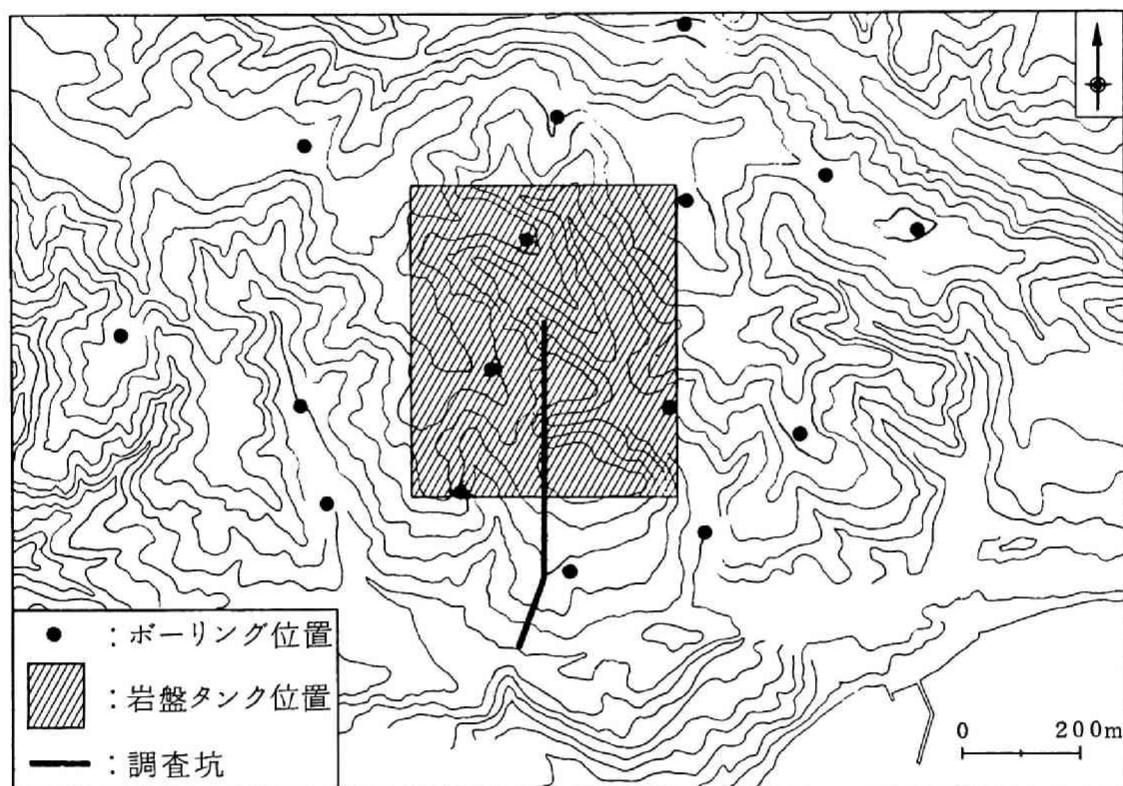


図-5.4.1 ボーリング孔位置図

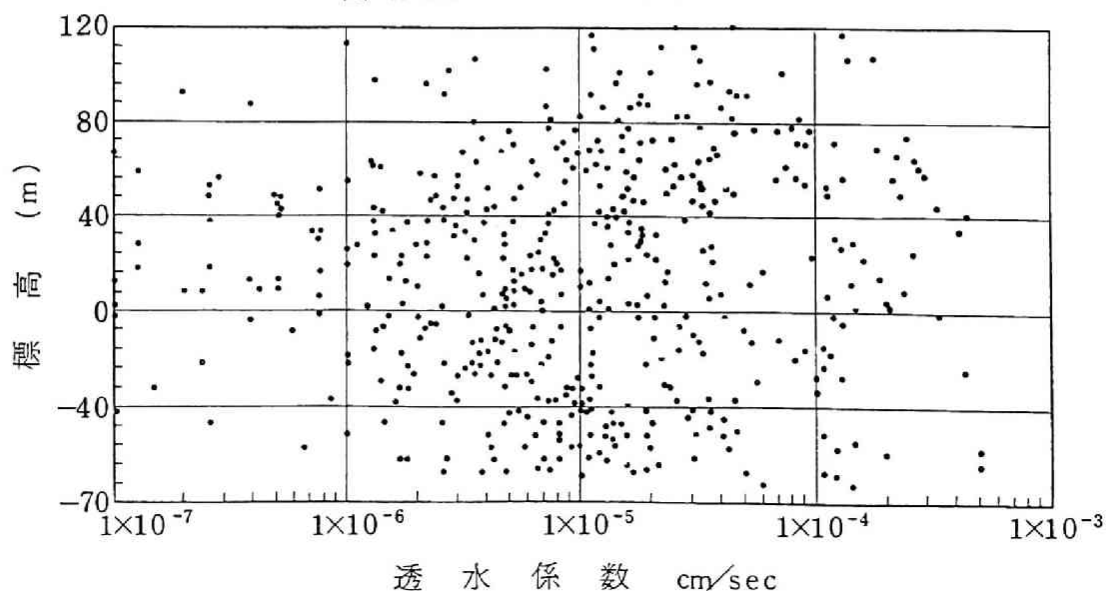


図-5.4.2 標高－透水係数関係図

(2) 準三次元解析による透水係数の評価

図-5.4.3は、地下に空洞が掘削される前の地下水位分布の実測結果である。地下水位等高線は地形に対応して、北西部の丘陵から南東部の海に向かって傾斜する地下水面形状を表わしている。

このような地下水面の形状は、岩盤の透水係数によって規定されており、空洞が掘削されていないため定常状態を保っている。そこで、岩盤の透水係数を様々に変化させて現状での地下水面形状と最も良く合致するような透水係数を数値解析により推定することとした。このような透水係数は広い範囲の岩盤の透水係数を代表した値と考えることができる。

解析には 5.3節で述べた F E M 準三次元浸透流解析法を用い、降雨涵養量は 5 年間の水収支の実測結果から 0.49 mm/日として与えた。図-5.4.4は解析のモデル図である。透水係数の範囲は図-5.4.2の実測結果を参考に 3.0×10^{-6} から 5.0×10^{-5} cm/s まで 9 ケースの異なる値を与えた。それぞれのケースの解析による地下水位分布を実測地下水位分布と比較した一例が図-5.4.5である。

次に、将来地下空洞が掘削され地下水位の低下が問題となる領域（図-5.4.5中の斜線部）について解析で得られた地下水位と実測地下水位とを比較した。領域内の各節点での計算水位と実測水位の差を

$$\varepsilon = \sqrt{\sum (\text{実測水位} - \text{計算水位})^2} \quad \text{..... (5.4.1)}$$

として算出し、パラメータとして設定した透水係数（K）の値ごとに示すと図-5.4.6となる。図より $K = 8.0 \times 10^{-6}$ で実測水位と計算水位の差が最も小さくなっていることがわかる。

一方、前述のように延べ3500mを越えるボーリング孔で実施された合計 721ステージのルジオン試験結果から求めた透水係数の分布は図-5.4.7の通りであり、平均値は 7.8×10^{-6} cm/secとなっている。

以上のように準三次元浸透流解析手法によって推定された透水係数がルジオン試験による原位置透水試験結果とほぼ一致していることから、亀裂が多くかつ透水係数の局所性、異方性等が顕著でない岩盤に対しては、地下水面の形状から準三次元解析により透水係数の代表値を推定することが可能と思われる。

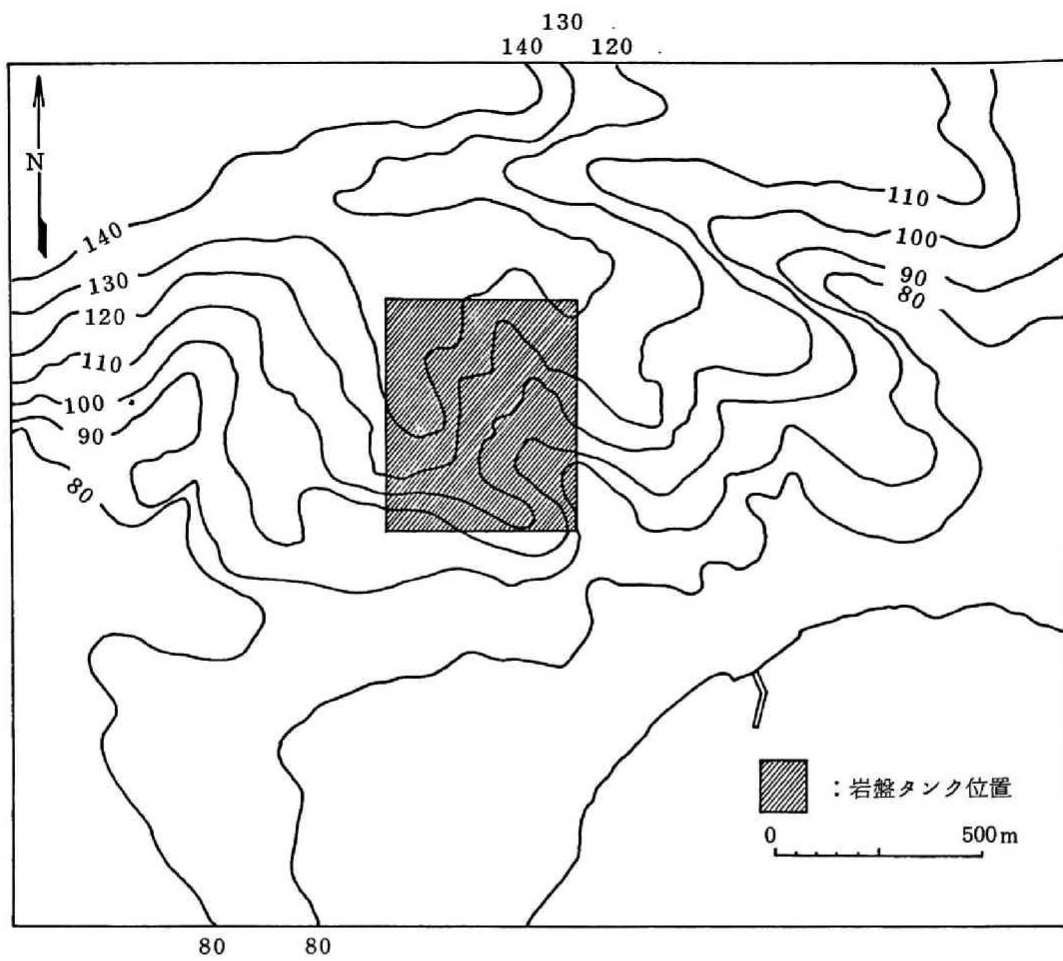


図-5.4.3 等地下水位線図

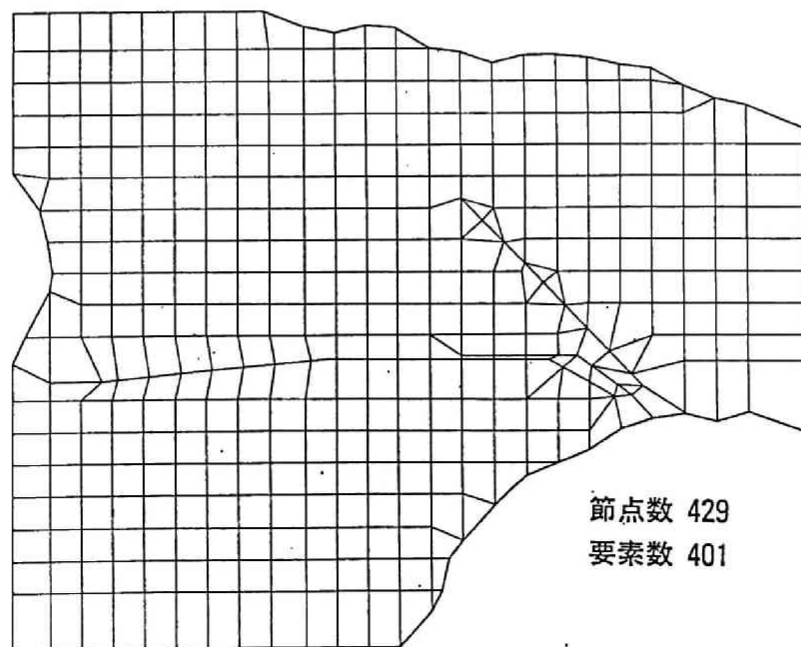
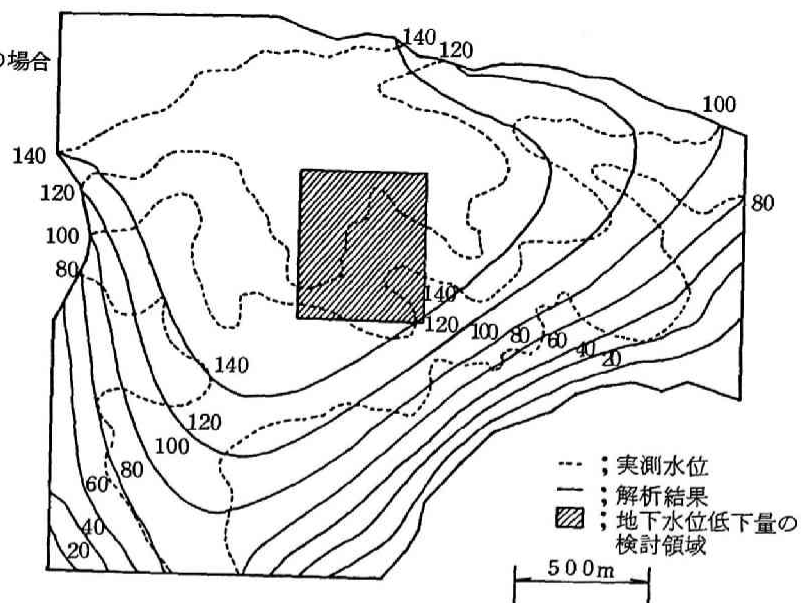
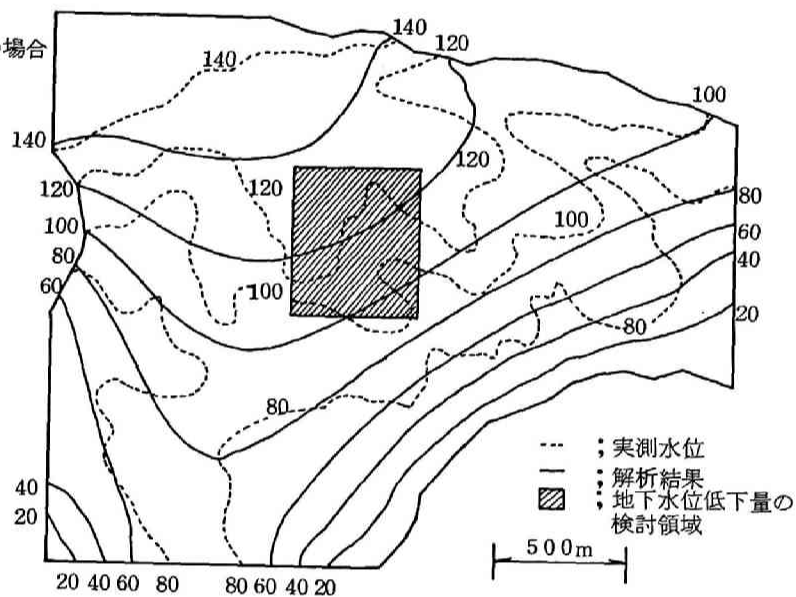


図-5.4.4 解析用メッシュ図

(a)
 $k=3.0 \times 10^{-6}$ (cm/sec) の場合



(b)
 $k=8.0 \times 10^{-6}$ (cm/sec) の場合



(c)
 $k=5.0 \times 10^{-5}$ (cm/sec) の場合

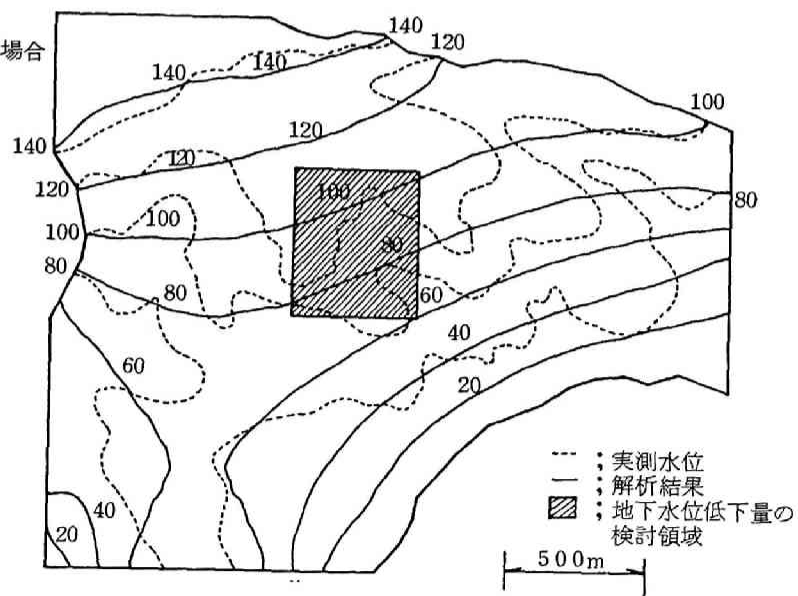


図-5.4.5 解析結果の比較（実測値と計算値）

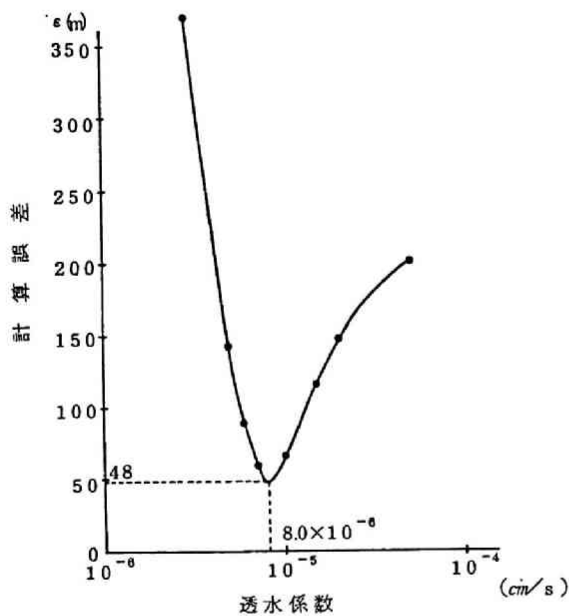


図-5.4.6 実測水位と計算水位の比較

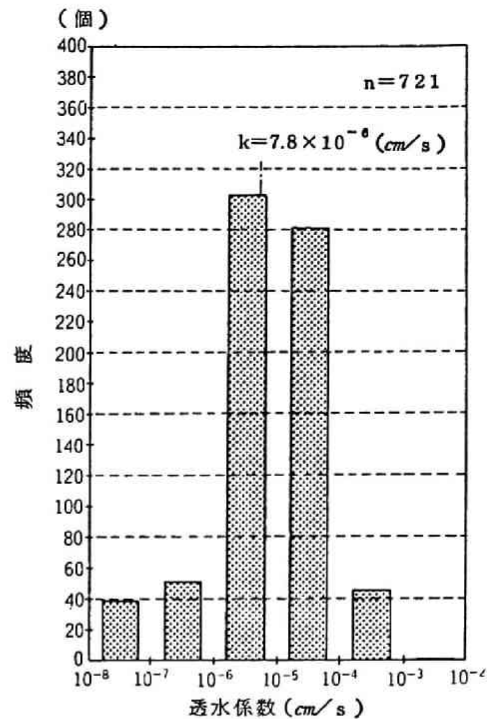


図-5.4.7 透水試験結果

5.4.2 岩盤の亀裂数からの透水係数の推定

実用規模の岩盤タンクの設計にあたっては、今まで述べてきたような方法によってかなりの程度まで地下水挙動の予測が可能となると思われる。

しかしながら実際に建設工事を進める上では、事前の予測通りの展開を見る場合は少なく、特に亀裂の多い岩盤に対しては、工事の途中で空洞掘削終了時点における地下水位低下量や湧水量を精度良く予測し、施工中の対策によってそれらを設計値の範囲内に抑えることが必要となる。すなわち、工事の途上で最終的な水位低下量や湧水量が設計値を大きく越えることが予想される場合には、その都度グラウトによる止水などの対策を講じなければならない。

調査段階とは異なり、このような工事段階での予測には、数多くの調査や試験を行い、またFEMによる浸透流解析などを頻繁に実施することは難しく、日常の地下水観測や岩盤の性状変化を観察することによって条件の変化を正しく把握し、迅速に次段階の予測を行うことが重要となる。

このように施工中に次段階の掘削時さらには掘削終了時の地下水挙動を予測する上でも透水係数の評価が最も重要である。そこで掘削中の坑道壁面にみられる亀裂のデータと湧水量の実測値から透水係数を推定する方法について検討することとした。

岩盤の透水性は亀裂の本数（ある区間内での亀裂の頻度や間隔）だけでなく、亀裂の開口幅、充填物等にも影響されることは当然であるが、開口した亀裂が多く、充填物の少ないような岩盤では亀裂の本数の影響が支配的と考えられる。

検討に際して、具体的にはまず調査ボーリング孔でのルジオン試験結果とその試験区間の亀裂数との相関を求め、実際の坑道掘進時の坑壁に現れた亀裂数から坑道周辺岩盤の透水係数を推定する。次に、このようにして推定した透水係数を用いて坑道への湧水量を算定し、実測湧水量との比較によって推定した透水係数の妥当性を評価することとした。

(1) ボーリング孔における亀裂本数と透水係数の関係

図-5.4.8は検討の対象とした花崗閃緑岩の岩盤中に設けられた断面積7㎡、長さ590mの地質調査用の斜坑を示したものである。調査坑内の水平ボーリング孔において透水試験とボアホールTVによる亀裂観察を実施した。ボーリング孔の孔口からの深度5mごとに亀裂本数と透水係数を測定し、それらを対比して示したのが表-5.4.1である。亀裂本数と透水係数の関係は図-5.4.9のようになり、両者の関係式は、

$$N = 35.0 + 4.33 \log (K) \quad (5.4.2)$$

と表わせる。図中の実線は母回帰式の、破線は個々のデータのそれぞれ95%信頼区間を示しているが、亀裂本数と透水係数の相関性は高いことがわかる。

表-5.4.1 亀裂本数と透水係数

深 度(m)	亀裂本数 (本/5m)	透水係数 (cm/s)
5～10	18	4.65×10^{-5}
10～15	22	1.80×10^{-4}
15～20	16	2.41×10^{-4}
45～50	9	3.50×10^{-5}
50～55	12	4.07×10^{-5}
55～60	15	1.27×10^{-5}
60～65	17	5.79×10^{-5}
65～70	17	1.80×10^{-5}
70～75	17	10^{-8} 以下
75～80	18	6.43×10^{-5}

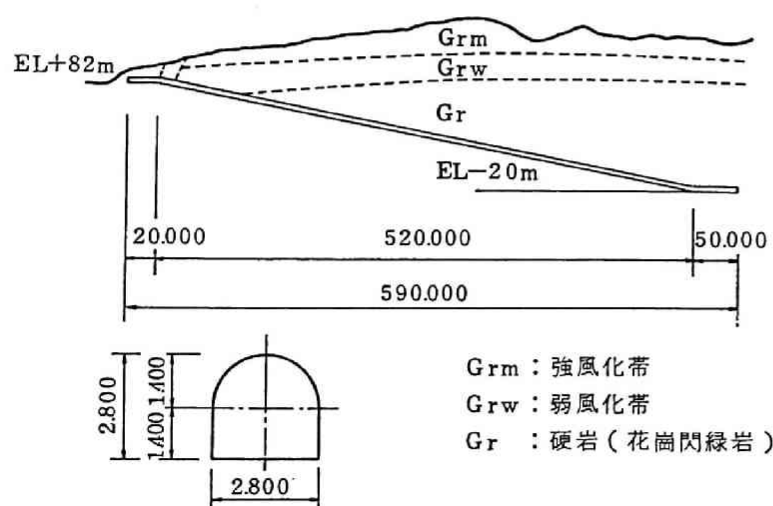


図-5.4.8 調査坑

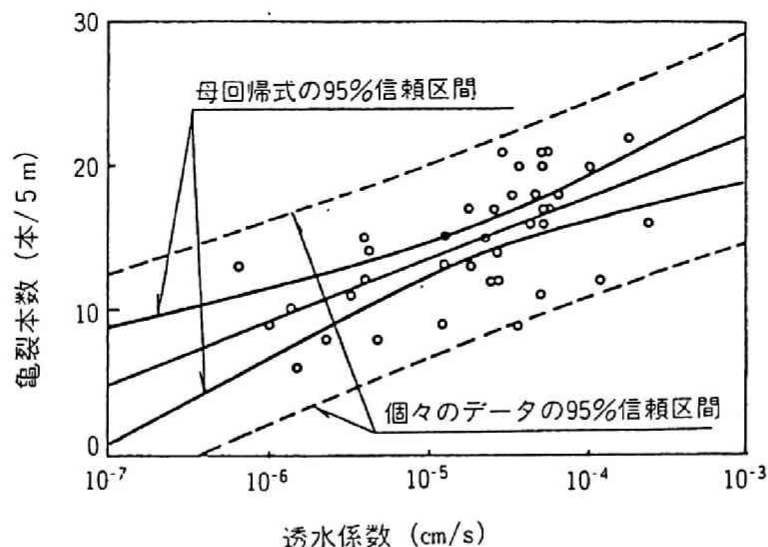


図-5.4.9 亀裂本数と透水係数の関係

(2) 調査坑坑壁観察結果による透水係数の推定

次に調査坑坑壁の亀裂観察を実施し(図-5.4.10)、観察結果から坑道延長5m区間当りの亀裂本数を求めた。この結果から式(5.4.2)を用いて坑道周辺岩盤の透水係数を推定し、表-5.4.2に示した。求められた透水係数の中央値の範囲は $10^{-5} \sim 10^{-6}$ cm/secのオーダーであり、地表からのボーリング孔で行った透水試験結果ともほぼ対応している(前節の図-5.4.7参照)。

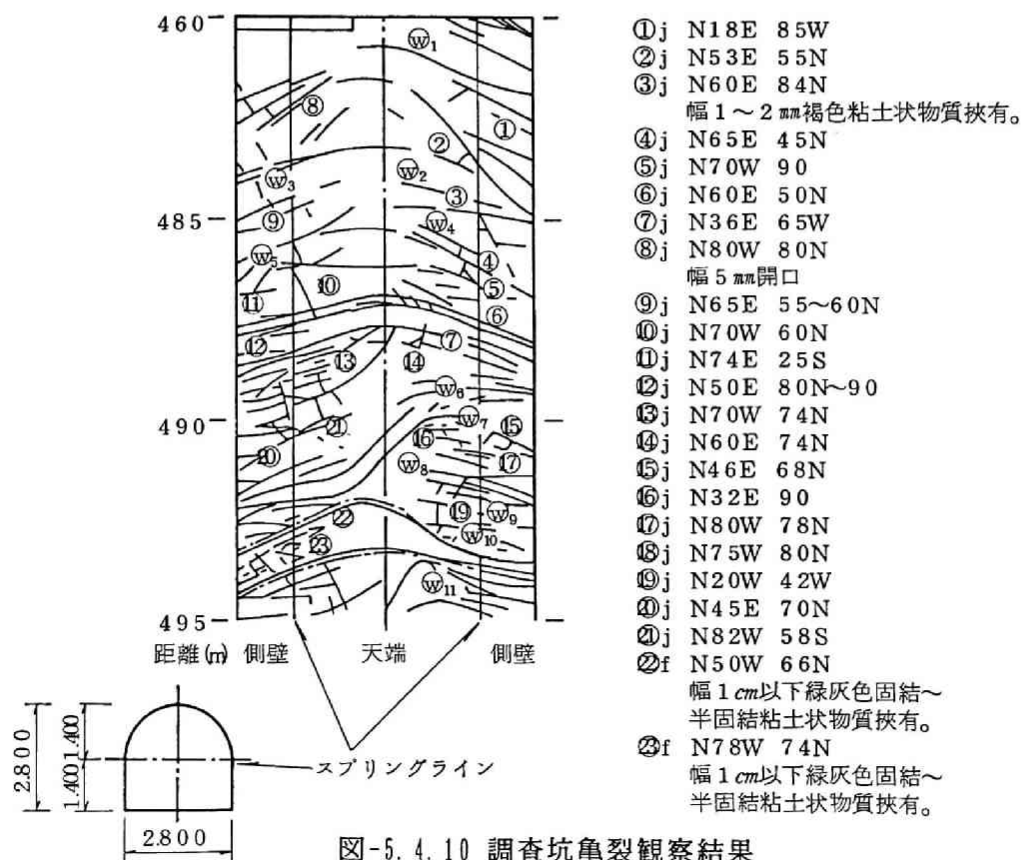


図-5.4.10 調査坑亀裂観察結果

表-5.4.2 解析結果

調査坑区間 (m)	区間長 (m)	亀裂本数 (本/5m)	推定透水係数 (cm/s)			地下水面から の距離(m)	計算湧水量 (ℓ/min)			実測湧水量 (ℓ/min)
			下限値	中央値	上限値		下限値	中央値	上限値	
100～192	92	14	6.67×10^{-6}	1.41×10^{-5}	2.38×10^{-5}	34	47	100	169	123
192～306	114	11	6.50×10^{-7}	2.87×10^{-6}	5.67×10^{-6}	65	9	41	81	171
306～337	31	11	6.50×10^{-7}	2.87×10^{-6}	5.67×10^{-6}	86	3	14	28	389
337～372	35	9	1.21×10^{-7}	9.89×10^{-7}	2.49×10^{-6}	95	1	6	15	114
372～466	94	16	2.19×10^{-5}	4.09×10^{-5}	8.92×10^{-5}	108	387	723	1,577	467
466～510.5	44.5	15	1.26×10^{-5}	2.40×10^{-5}	4.40×10^{-5}	120	115	219	402	216
510.5～569.6	59.1	13	3.22×10^{-6}	8.30×10^{-6}	1.40×10^{-5}	130	42	107	180	180
569.6～590.1	20.5	13	3.22×10^{-6}	8.30×10^{-6}	1.40×10^{-5}	135	15	38	64	85
計	490.1	13.1	3.48×10^{-6}	8.76×10^{-6}	1.48×10^{-5}		619	1,248	2,516	1,745

(3) 湧水量の算定

以上のようにして推定した透水係数を用い、調査坑で実測されている湧水量との比較を行うため、鏡像法⁶⁾による簡易計算により坑内湧水量を算定した。

すなわち坑道を図-5.4.11に示すようにモデル化し、表-5.4.2に示した調査坑区間毎に湧水量 Q (m^3/h) を次式で求めた。

$$Q = \frac{12 \cdot \pi \cdot K \cdot a \cdot \ell}{\ell n (4 \cdot a / d)} \quad (5.4.3)$$

調査坑の形状は図-5.4.8のようであり、換算直径 (d) は 2.99 m となる。地下水面からの距離 (a) は調査坑周辺の地下水位観測孔の観測結果より平均的な地下水面の標高を求め、調査坑までの距離を算出した。

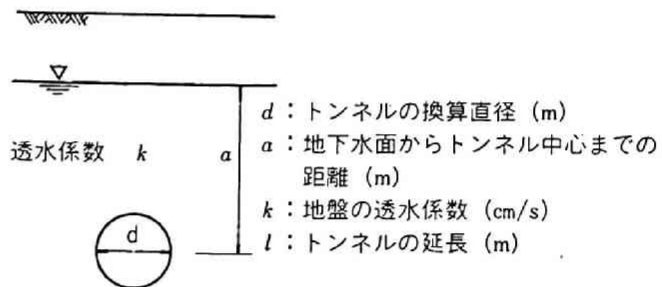


図-5.4.11 解析モデル

湧水量の解析結果は前出の表-5.4.2に計算湧水量として示した。これを実測湧水量と比較してみると、全湧水量については、推定透水係数の中央値を用いた計算湧水量 ($1,248 \ell/\text{min}$) は実測値 ($1,745 \ell/\text{min}$) より30%程度小さくなっている。しかしながら、この実測湧水量は推定透水係数の95%信頼区間の上限値と中央値から算出した計算湧水量の範囲内にあり、このような方法によって実用上は十分な精度で湧水量が予測できたものと考えられる。

以上のようにまずボーリング孔での透水試験結果と亀裂観測結果から両者の関係を把握しておき、次いで空洞壁面の亀裂観測結果から岩盤の透水係数を推定するという手法は、施工時における次段階予測のためには有用なものと考えられる。なお、表-5.4.2の調査坑内の区間湧水量が大きかった場所での推定湧水量は実測値とかけ離れているが、その区間には破碎帯が卓越しており、このような特異区間では亀裂の本数だけによって平均的な透水係数を推定するだけでなく、亀裂幅も考慮して局所的な透水係数を評価し、湧水量の算定結果を補正することによって、より精度の高い予測が可能となろう。

5.5 結 言

本章では水封式岩盤タンクの設計及び施工時に最も重要となる地下水挙動の計測管理の方法と、浸透流解析法の実用性についての検討結果を述べた。得られた結果を要約すると以下のものである。

- (1) 菊間実証プラントでは、空洞周辺の地下水位は空洞掘削による湧水に対応して低下し、とくに水封ボーリング孔の削孔に伴う排水によって広い範囲にわたる水位低下域が形成される。但し、この低下した地下水位は、海水準（ $\text{EL } 0 \text{ m}$ ）を大きく下回ることではなく、水封トンネルへの注水によって比較的速やかに回復する。さらに、地下水位低下域は立坑周辺や空洞に連続する亀裂、破碎帯の周辺で顕著であることが明らかになった。
- (2) 空洞周辺の間隙水圧については、空洞の内圧との関連性が高く、空洞内圧を高くした場合は、壁面から岩盤内部に向かって大きな動水勾配を示す領域が形成され、逆に空洞内圧を負圧（ $-0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ abs}$ ）にした場合には周辺に水頭 0 m （大気圧）状態まで間隙水圧の低下した領域が形成される。さらに、地下水位に比べると間隙水圧は岩盤の亀裂状態により強く左右され局所的な変動が大きいことが明らかになった。
- (3) このような地下水位、間隙水圧の変動は岩盤内の亀裂の状況に支配され、計測管理に当っては亀裂密集帯、空洞に連続するような亀裂の近傍及び立坑周辺などについての計測が重要であることを指摘した。
- (4) 降雨による浸透量（ i ）は解析上も重要な入力条件であるが、降水量（ P ）、蒸発散量（ E ）、表面流出量（ R ）から水収支を考え、 $i = P - E - R$ として算定した。

これらは年間の季節変動あるいは年ごとの変動があるが、菊間の場合、浸透量（ i ）はほぼ $0.5\text{mm}/\text{日} \sim 1.5\text{mm}/\text{日}$ と推定した。このようにして推定した涵養量を考慮した地下水位変動に対する準三次元解析の結果は実測の地下水位変動と良く対応し、上記のような地下水涵養量の推定方法が妥当であることを確かめた。

- (5) FEMによる鉛直二次元浸透流解析、準三次元浸透流解析手法について、実証プラントでの実測値との比較により、その実用性を検討した。湧水量に対しては鉛直二次元解析により実測の湧水量やその空洞内圧の変化に対する変動量をほぼ正しく予測できること、地下水面の変動予測に対しては準三次元解析が季節変動をも含めて実測の地下水位の経時変化と合致することを確認、これらの解析手法の実用性を確認した。
- (6) いずれの解析手法についても岩盤の透水係数と降雨涵養量の評価が重要であることを指摘した。さらに空洞への湧水量は、時間の経過と共にその量が減少するという実測結果から、長期間の湧水量予測には透水係数の時間的な変化をも考慮する必要があることを示した。
- (7) 岩盤の透水係数を多数の原位置透水試験（ルジオンテスト）結果から推定し、このような透水係数は実測の湧水量から考えて妥当であることを確かめた。

実用的な見地からは、より簡便に岩盤の代表的な透水係数を推定する方法として定常状態の地下水位から準三次元解析により推定する方法を提案した。このような方法を亀裂の発達した花崗岩体（岩手県久慈）に適用し、解析によって推定した透水係数が多数のルジオンテスト結果から推定した値とほぼ一致したことから当手法の有用性がうかがえた。

- (8) 水封式岩盤タンクの建設に当っては、施工途中で、空洞完成時の湧水量や地下水位を逐次予測し、適切な地下水制御を行うという計測管理が重要であることを指摘した。この場合にも重要となる透水係数の評価法と湧水量の予測法について、岩盤の亀裂本数と透水係数の関係に着目し、久慈での坑道壁面の亀裂観察データから周辺岩盤の透水係数を推定する方法を提案した。このようにして推定した透水係数を用い、坑内湧水量を算定し、実測湧水量との比較によってこの手法の実用性を確かめた。

参 考 文 献

- 1) 石油備蓄技術（地下備蓄）調査報告書：石油公団 昭和58年 3月、pp. 319～323
(1983)
- 2) 赤井浩一、大西有三、西垣誠：有限要素法による飽和一不飽和浸透流の解析、土木学会論文報告集、No. 264、pp. 87 ～96 (1977)
- 3) 駒田広也、中川加明一郎、北原義浩、林正夫：水封式燃料地下貯蔵用空洞周辺岩盤の浸透流に関する検討、土木学会論文報告集、No. 300、pp. 69 ～80 (1980)
- 4) 河野伊一郎、西垣誠：有限要素法による広域地下水の準三次元解析、岡山大学工学部土木工学教室 Report、No.82-1 (1982)
- 5) エンジニアリング振興協会：昭和60年度国家石油備蓄基地（地下備蓄）事前調査業務報告書 (1987)
- 6) 地下水ハンドブック編集委員会：地下水ハンドブック、建設産業調査会、pp. 82 ～96
(1983)

第6章 結 論

大規模な水封式岩盤タンクの建設に際しては、合理的な空洞の設計並びに、施工時における計測管理の方法が極めて重要である。設計上は空洞の安定性評価に必要となる広い地域の地圧を精度良くもとめることと、隣接する空洞間の緩み領域を適切に評価することが重要である。また、地下水の挙動に関しては浸透流解析に用いる入力条件としての降雨浸透量及び岩盤の透水係数の評価が重要であると共に、目的に応じた解析手法の選定にも留意をせねばならない。このような観点から筆者は石油地下備蓄実証プラントでの研究成果をさらに発展させ、より合理的な大規模地下備蓄空洞の設計及び計測管理の方法についての研究を実施した。以下に本研究で得られた成果を総括して結論とする。

まず第2章では、水封式岩盤タンクの我が国への適用の可能性を確かめるために建設された石油地下備蓄実証プラントでの実証実験結果を要約し、貯油槽の力学的安定性と水封機能のそれぞれについて、大規模な実用プラントへの応用という観点から考察を行い本研究の位置付けを明確にした。

実証プラントの貯油槽は幅15m、高さ20m、長さ112mの空洞を吹付けコンクリート及びロックボルトだけによる支保で掘削し、掘削中並びに掘削終了後にわたって岩盤計測を行った。その結果、空洞壁面の変位量は最大で5mm以下であり、掘削直後に弾力的な変位増加を示すが、その収束は非常に速いこと、さらに緩み領域も極めて小さいことがわかり、空洞は力学的に十分安定していることが確かめられた。

水封機構については鉛直方向動水勾配を気密性の判定条件として理論解析及び有限要素法による浸透流解析を行い貯油槽の配置を決定した。貯油槽完成後、空洞内に設計圧力に対応する内圧を加えた気密試験を行った結果、貯油槽は十分な液密性、気密性を保っていることが確認できた。

以上の結果、このようにして設計した水封式岩盤タンクは石油の備蓄施設として構造上も、液密、気密性の上からも十分実用的であることが確かめられた。

実証プラントは良好な岩盤内に設けられた単一空洞であるため力学的安定性に問題はなかったが、不均質な地質条件のもとに多数の空洞が隣接する実用プラントでは、合理的な設計を行うためには広い範囲の正確な初期地圧を知ること、並びに空洞周辺の緩み領域を精度良く把握することが重要であることを指摘した。

また、水封機能に密接に関連する地下水の挙動については、実証プラントの設計時には水封水の供給がない場合は2年間で約20mの水位低下が生じると予測した。実際には水封水の供給を停止して4年間にわたる地下水位の観測を行ったところ、若干の季節変動は見られるものの大幅な地下水位の低下は起こらず、空洞内への湧水量も全期間を通じてほぼ一定であった。このことは降雨等による自然涵養が地下水位の保持に大きく寄与していることを示唆しており、地下水の挙動解析に関しては、解析手法の実用性を実測データによって検証することの必要性和共に入力条件としての涵養量及び岩盤の透水係数の正確な評価が重要であることを明らかにした。

そこで、第3章ではまず空洞の安定性に与える地圧の影響について、既設の地下発電所での実測結果を検討し、空洞の変形と地圧が密接に関連していることを明らかにした。また、安定解析結果に与える地圧の影響について弾性モデルに対する解析を行い、地圧の作用方向による空洞変位の非対称性や側圧比と空洞側壁の変形の関連性について示した。

次に、ボーリング孔を利用した広域の地圧測定法のうち、原位置で地圧を直接求めることができること、オーバーコアリングを必要としないため地表から深部岩盤内の地圧を計測できること、操作が簡単であることなどの利点を有する水圧破砕法について、その実用性を原位置測定により確かめると共に、精度の高い地圧測定結果を得るための試験法を検討した。

水圧破砕法による地圧測定に関してはまず、試験実施上重要となる孔井配置の決定法と亀裂再開口時の適切な注水流量の設定法を提案した。次いで、オーバーコアリング法による地圧測定が実施されている2地点で水圧破砕試験を実施し、亀裂の発達した均質な花崗岩の岩体における測定では、上記の二つの地圧測定法による測定結果がほぼ一致することを確認した。ただし、極めて亀裂の多い流紋岩の岩体中での測定結果は主応力の方向は両者の結果が良い対応を示したが、地圧の大きさはオーバーコアリング法による測定結果の方が高くなった。これは、オーバーコアリング法は地圧解析に岩盤の弾性係数が介在するため、亀裂の多い岩盤に対しては実際より高めの値を与える可能性があることを示唆している。

さらに、亀裂の多い岩盤での水圧破砕では、地圧解析に際して亀裂閉合圧の評価が重要であることを示し、従来多用されているMuskal法は亀裂閉合圧が大きめに評価されていることを明らかにすると共に、この方法を修正した亀裂閉合圧の求め方を提案した。上記の

2 地点での実測結果からこの方法による亀裂閉合圧を用いた地圧解析結果の方が従来の Muskat 法より精度が高いことを確かめた。

以上のことから、試験及び解析に際して、ここで提案したような方法を用いた水圧破碎法により広域の地圧を精度良く、実用的に求めることが可能になった。

第 4 章では、空洞の安定解析に際し、空洞周辺の緩み領域を精度良く推定するために、岩盤の破壊による強度低下を考慮した解析手法（ひずみ軟化解析）の実用性を検討した。

まず、緩み領域の岩盤の強度が岩石の残留強度状態に対応するとの観点から、剛性三軸試験によって岩石の破壊後の強度、変形特性を調べた。実験の結果を基に、形状が単純な円孔モデルに対してひずみ軟化解析を行い、強度低下率（残留強度とピーク強度の比）が大きくなるほど緩み領域は拡大すること、破壊前後の変形係数の比率は緩み領域、壁面変位にほとんど関与しないこと、解析結果には初期地圧の側圧比が影響すること等を明らかにした。

さらに、同一モデルに対して行った弾性 FEM 解析、弾塑性 FEM 解析、ひずみ軟化解析の結果を比較し、ひずみ軟化解析は空洞周辺の緩みに伴う応力緩和の状態を的確に表現し得ることを確かめた。

次に、実際の地下発電所における空洞周辺の緩み領域について弾性波速度、透水係数、ボアホールテレビ観察による亀裂幅の計測、地圧測定などの実測結果から分析し、緩み領域では亀裂の開口や新しいクラックの発生が生じ、円周方向応力は緩み領域内で大きく低下し、緩み領域と健全な岩盤部の境界付近で高い応力集中が生じていることなどを示した。そこで、当該地点の岩石について剛性三軸試験によって強度低下率を求め、岩盤の強度低下を考慮した解析を行った結果、解析結果に現われる応力低下域が実測の緩み領域と良く対応することを確認した。以上のことから岩盤の強度低下を考慮したひずみ軟化解析によって、空洞周辺の応力分布から直接、緩み領域を判定できることを示した。

第 5 章では水封式岩盤タンクの設計及び施工時に最も重要となる地下水挙動の計測管理の方法と、浸透流解析法の実用性について、実証プラントにおける地下水の計測結果に基づいて検討を行なった。実証プラントの計測結果から空洞周辺の地下水位は空洞掘削による湧水に対応して低下し、特に水封ボーリング孔の削孔による排水によって広い範囲にわたる水位低下域が形成されるが、水封トンネルへの注水によって地下水位は比較的速やかに回復すること、さらに、岩盤タンク完成後の水位低下域は立坑周辺や空洞に連続する亀

裂、破碎帯の周辺で顕著であることを示した。空洞周辺の間隙水圧は、空洞の内圧との関連性が高く、空洞内圧を高くした場合は、壁面から岩盤内部に向かって大きな動水勾配を示す領域が形成され、逆に空洞内圧を負圧にした場合には周辺に間隙水圧の低下した領域が形成されることがわかった。このような地下水位、間隙水圧の変動は主として岩盤内の亀裂の状況に支配されていることから、計測管理に当っては亀裂密集帯、空洞に連続するような亀裂の近傍及び立坑周辺などについての計測が重要であることを指摘した。

次に降雨による浸透量の設定には、降水量、蒸発散量、表面流出量の計測値から水収支を考えることにより算定したが、地下水位変動に対する準三次元解析の結果からもこのような推定法が妥当であることを確かめた。

さらに、FEMによる鉛直二次元浸透流解析、準三次元浸透流解析法について実測値との比較により実用性を検討し、湧水量及びその空洞内圧に対する変動は鉛直二次元解析によりほぼ正しく予測できること、地下水面については準三次元解析の結果が季節変動をも含めた実測の地下水位経時変化と合致することを確認、これらの解析法の実用性を確認した。また、いずれの解析手法についても降雨涵養量と透水係数の評価が重要であり、特に長期間にわたる地下水挙動の予測に際しては、透水係数の時間依存性を考慮する必要があることを指摘した。

次いで、広い範囲の岩盤の代表的な透水係数を推定する実用的な方法として定常状態の地下水位から準三次元解析により推定する方法を提案し、亀裂の発達した花崗岩の岩盤に適用した結果、多数のルジオンテスト結果から推定した値とほぼ一致することからこの方法の実用性の高いことが確かめられた。

また、水封式岩盤タンクの建設に当っては、施工途中で、空洞完成時の湧水量や地下水位を予測し、適切な対策を施す必要があるが、そのためには地下水の計測管理が重要である。この場合にも岩盤の透水係数を適切に評価することが必要となるが、施工時にしばしば透水試験を実施することは施工工程、費用の点からも困難である。一般には岩盤の透水性は、亀裂の本数、亀裂幅、亀裂充填物などに影響されると思われるが、開口した亀裂が多く充填物の少ないような岩盤では亀裂の本数の影響が支配的であると考えられる。そこで、透水係数と岩盤の亀裂本数との関係に着目し、坑道壁面での亀裂観察データから周辺岩盤の透水係数を推定する方法について検討した。実際の花崗岩の岩盤中の調査坑において、この方法を適用し、実測湧水量との比較によって、この推定法の妥当性を確かめた。

以上の結果を総合すると、水封式岩盤タンクの合理的な設計及び計測管理の手順は次のように考えられる。まず、地質調査用のボーリング孔において水圧破碎法による地圧測定を行い、広い地域にわたり精度の高い地圧状態を調べる。次に、このようにして求めた初期地圧と、破壊による強度低下を考慮した岩盤物性とを用いて、ひずみ軟化解析を行うことにより空洞周辺の応力分布から直接的に緩み領域を判定する。

一方、水文学的なデータから降雨浸透量を推定し、ルジオン試験結果あるいは地下水位から解析によって推定された代表的な岩盤の透水係数を設定することによって、地下水面の変動、空洞周辺の間隙水圧、湧水量などを浸透流解析によって予測する。以上の検討結果から人工水封設備の要否の判定や貯油槽の液密、気密性の確認を行い、空洞の方向、断面形状、貯油槽間の間隔、深度等を決定する。このような設計に基づき、特に重要である地下水位について施工中の重点的な計測管理を行い、掘削終了段階での地下水挙動の予測を行いながら必要に応じて適切な地下水制御（止水又は人工的な注水）を行うことにより、合理的な水封式岩盤タンクの建設が可能となる。

このような方法は石油備蓄だけでなく、空洞内圧がより大きくなるLPGなどの地下備蓄や、従来は経験的に定められている地下発電所のドレーン（排水）工の設計への応用など広い分野における利用が期待できるものと考えられる。

謝 辞

本論文は昭和51年以来、わが国における石油地下備蓄空洞の建設の実現のために実施してきた設計及び計測管理についての研究成果をとりまとめたものであります。

本論文をとりまとめるにあたり、終始御懇篤な御指導を賜った京都大学工学部教授 寺田孚博士に深く感謝の意を表します。さらに種々、御教示を頂きました京都大学工学部教授 日下部吉彦博士並びに小林昭一博士に厚く御礼を申し上げます。

京都大学工学部 西山孝博士、斎藤敏明博士、熊本大学工学部 菅原勝彦博士には有益な討議と共に公私にわたる励ましを頂きました。

また、研究を実施するに際して、石油公団をはじめ鹿島建設㈱技術研究所の関係各位には御協力並びに御鞭撻を頂きました。ここに深く感謝する次第であります。

